

Luana Lenzi Pecapedra

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO
SATURADA DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO E
DIABÁSIO DE FLORIANÓPOLIS/SC**

Dissertação submetida ao Programa de
Pós-Graduação da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Orlando Martini de
Oliveira, Dr.

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Pecapedra, Luana Lenzi

Estudo da Resistência ao Cisalhamento não Saturada de Solos Residuais de Granito e Diabásio de Florianópolis/SC / Luana Lenzi Pecapedra ; orientador, Orlando Martini de Oliveira - Florianópolis, SC, 2016.
170 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Solos não saturados. 3. Resistência ao cisalhamento. 4. Solos residuais. 5. Modelos de previsão. I. Oliveira, Orlando Martini de. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Luana Lenzi Pecapedra

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO
SATURADA DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO E
DIABÁSIO DE FLORIANÓPOLIS/SC**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de Mestre, e aprovado em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação.

Florianópolis, 24 de fevereiro de 2016.

Prof. Glicério Trichês, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Liseane Padilha Thives, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho, Dr.
Universidade de São Paulo

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Ao meu pai, à minha mãe e ao meu
amor, Francisco.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente minha mãe, Aparecida Dolores Lenzi, e meu pai, Abílio Lenzi, pelo apoio, dedicação e exemplo.

Um agradecimento especial ao meu esposo, Carlos Francisco Pecapedra Souza, por tudo que nos une.

Agradeço também o professor e orientador Orlando Martini de Oliveira, Dr. pela amizade e orientação durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas de pós-graduação, pela amizade e companheirismo.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), bem como a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), por contribuírem para meu aperfeiçoamento profissional.

If you learn to think the way unsaturated soil behaves, then you will make wise engineering decisions.

(Del Fredlund's advice to students)

RESUMO

Florianópolis apresenta sua geologia constituída por sua maior parte do Granito Ilha, que, decorrente da Formação Serra Geral, exhibe diques de diabásio em sua extensão. Solos formados pelo intemperismo dessas rochas são estudados neste trabalho. Para esses dois solos típicos de Florianópolis, avalia-se a influência da sucção na resistência ao cisalhamento desses solos compactados em três diferentes condições iniciais de moldagem, definidas na curva de compactação determinada com a energia do Proctor normal. Para isso, para as condições de moldagem no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido da curva de compactação, para cada solo são determinadas curvas de retenção da água pelo método do papel filtro e a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção com ensaios de compressão simples e cisalhamento direto saturado. Com os dados ensaiados é verificado o potencial dos modelos de previsão da resistência para solos tropicais não saturados estudados, propostos por Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006). Desta forma, é possível avaliar as variações das propriedades mecânicas dos solos estudados em função das mudanças climáticas. Dentre os modelos estudados, o proposto por Vilar (2006) se apresentou mais adequado, seguido do modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998).

Palavras-chave: solos não saturados; resistência ao cisalhamento; curva de retenção; previsão da resistência; condição de moldagem; solo compactado.

ABSTRACT

Florianópolis's geology is composed mostly of Granito Ilha, which, due to the Serra Geral Formation, exhibits diabase dikes along its length. Soils resulting from the weathering of these rocks are studied in this thesis. For these two typical soils of Florianópolis, it evaluates the influence of suction on shear strength of these soils compacted at three different initial conditions of molding as defined in Proctor compaction test. For this purpose, for each soil, molding at dry, wet and optimum water content compaction, are determined soil-water characteristic curves by filter paper method and the relationship between shear strength and suction with unconfined compression tests and direct shear test saturated. Accordance with test data is verified the potential of strength prediction models for tropical unsaturated soils studied, proposed by Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006). Thereby, evaluate the variations of the mechanical properties of the soil studied according to climate changes. Among the studies models, the model proposed by Vilar (2006) has better performance, followed by the model proposed by Khalili e Khabbaz (1998).

Keywords: Unsaturated soil; shear strength; soil-water characteristic curve; prediction strength; shaping conditions; compacted soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva de compactação.	34
Figura 2 - Energia potencial de interação em função da distância entre as partículas.	35
Figura 3 - Estrutura do solo compactado.	37
Figura 4 - Estrutura do solo observada com microscopia eletrônica de varredura (x2.000, x4.000 e x8.000) do solo residual de gnaiss compactado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.	38
Figura 5 - Variação do grau de agregação de partículas em função do grau de saturação na compactação.	39
Figura 6 - Tendência de variação do coeficiente de permeabilidade com a umidade e a densidade de compactação.	41
Figura 7 - Efeito da compactação na permeabilidade.	42
Figura 8 - Tendência de variação da compressibilidade com a umidade e a densidade de compactação.	43
Figura 9 - Efeito da compactação e da orientação das partículas na compressibilidade.	44
Figura 10 - Efeito da compactação na resistência.	45
Figura 11 - Tendência de variação da resistência não drenada com a umidade e a densidade de compactação.	46
Figura 12 - Tendência de variação da deformabilidade com a umidade e a densidade de compactação.	46
Figura 13 - Comparação das condições dos solos em regiões de clima temperado e árido.	48
Figura 14 - Solo sob variações climáticas.	49
Figura 15 - Caracterização do solo acima do nível d'água.	50
Figura 16 - Continuidade das fases ar e água nos solos acima do nível d'água.	50
Figura 17 - Conceito de sucção total, matricial e osmótica.	54
Figura 18 - Valores experimentais de diferentes lotes do papel filtro Whatman nº42.	57
Figura 19 - Zonas da curva de retenção de água no solo em função da dessaturação.	58
Figura 20 - Características da curva de retenção de água do solo.	59
Figura 21 - Influência do tipo de solo na curva de retenção de água no solo.	60
Figura 22 - Curvas de retenção obtidas por amostras compactadas em diferentes umidades por Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996 e 1999).	61
Figura 23 - Curva de retenção obtida por amostras compactadas em diferentes umidades por Oliveira (2004).	62
Figura 24 - Forma da curva de retenção: (a) sigmoidal e (b) bimodal.	63
Figura 25 - Comportamento de uma argila segundo o teor de umidade inicial de moldagem.	64
Figura 26 - Curva de retenção do solo compactado no ramo seco sob diferentes pressões de confinamento.	65

Figura 27 - Curva de retenção do solo compactado no ramo úmido sob diferentes pressões de confinamento.	65
Figura 28 - Representação gráfica da equação proposta por Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) para a resistência ao cisalhamento.	69
Figura 29 - Relação entre curva de retenção de água no solo e resistência ao cisalhamento.	70
Figura 30 - Intercepto de coesão e índice de vazios em função da sucção.	71
Figura 31 - Comportamento da resistência ao cisalhamento de um solo argilo arenoso compactado em diferentes condições de moldagem.	73
Figura 32 - Comportamento da resistência ao cisalhamento de um solo argilo arenoso compactado em diferentes condições de moldagem sob alta pressão de confinamento.	74
Figura 33 - Equações para estimar resistência ao cisalhamento de solos não saturados.	75
Figura 34 - Parâmetro de correlação κ	77
Figura 35 - Relação entre κ e o índice de plasticidade para diferentes tipos de solo.	78
Figura 36 - Parâmetro χ de ajuste em função da sucção correspondente aos valores de entrada de ar de 10 e 100 kPa.	79
Figura 37 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada.	80
Figura 38 - Aplicação de Vilar (2006) em um solo residual de gnaiss jovem, utilizando c_m	82
Figura 39 - Aplicação por Georgetti (2010) do método de Vilar (2006) em um solo arenoso compactado, utilizando c_{ult}	83
Figura 40 - Aplicação por Fagundes (2014) do método de Vilar (2006) em um solo compactado, utilizando c_m	83
Figura 41 - Localização de Florianópolis, Santa Catarina.	85
Figura 42 - Mapa geotécnico da área de estudo.	86
Figura 43 - Esquema da seção geológica da área estudada.	88
Figura 44 - Presença do dique na área estudada.	89
Figura 45 - Diagrama do método aplicado: caracterização e compactação.	92
Figura 46 - Diagrama do método aplicado para as três condições de moldagem.	92
Figura 47 - Local da amostragem.	93
Figura 48 - Posição da amostragem dos solos estudados sobre o mapa geológico da Ilha de Santa Catarina.	94
Figura 49 - Amostragem do solo residual de granito.	95
Figura 50 - Amostragem do solo residual de diabásio.	95
Figura 51 - Solo passante na peneira #10: (a) solo residual de diabásio; (b) solo residual de granito.	97
Figura 52 - Molde tripartido.	98
Figura 53 - Gráfico de classificação MCT.	103
Figura 54 - Análise granulométrica do solo residual de granito e diabásio.	108
Figura 55 - Curvas de compactação.	109

Figura 56 - Curva de compactação do solo residual de diabásio, com as curvas de saturação e os pontos das condições de moldagem.....	111
Figura 57 - Curva de compactação do solo residual de granito, com as curvas de saturação e os pontos das condições de moldagem.	111
Figura 58 - Determinação da curva de retenção de água no solo residual de diabásio moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.....	112
Figura 59 - Pontos experimentais da curva de retenção de água no solo residual de granito moldado no ramo seco (CP04), umidade ótima (CP05) e ramo úmido (CP06).	113
Figura 60 – Ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo residual de diabásio nas condições de moldagem no ramo seco (1), umidade ótima (2) e ramo úmido (3).	116
Figura 61 – Ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo residual de granito nas condições de moldagem no ramo seco (4), umidade ótima (5) e ramo úmido (6).	117
Figura 62 – Ajuste de Fredlund e Xing (1994) para as curvas de retenção de água no solo residual de diabásio nas condições de moldagem no ramo seco (1), umidade ótima (2) e ramo úmido (3).	118
Figura 63 - Ajuste de Fredlund e Xing (1994) para as curvas de retenção de água no solo residual de granito nas condições de moldagem no ramo seco (4), umidade ótima (5) e ramo úmido (6).	119
Figura 64 - Representação da leve distribuição bimodal apresentada nos solos compactados no ramo seco.	121
Figura 65 - Ensaio de cisalhamento direto para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.	123
Figura 66 - Ensaio de cisalhamento direto para o solo residual de granito moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.	123
Figura 67 - Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.	131
Figura 68 - Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.....	132
Figura 69 - Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.....	133
Figura 70 – Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de granito moldado no ramo seco.	134
Figura 71 – Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.....	135
Figura 72 - Tensão axial <i>versus</i> deformação específica para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.....	136
Figura 73 – Módulo de deformabilidade e deformação específica em função da sucção do solo residual de diabásio e granito moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.	137
Figura 74 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado no ramo seco.	138

Figura 75 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.....	139
Figura 76 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.....	139
Figura 77 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado no ramo seco.....	140
Figura 78 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado na umidade ótima.....	140
Figura 79 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado no ramo úmido.....	141
Figura 80 – Intercepto de coesão <i>versus</i> sucção para o solo residual de diabásio.....	142
Figura 81 – Intercepto de coesão <i>versus</i> sucção para o solo residual de granito.....	142
Figura 82 - Resistência e índice de vazios em função da sucção para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.....	143
Figura 83 - Resistência e índice de vazios em função da sucção para o solo residual de granito moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.....	144
Figura 84 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.....	146
Figura 85 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.....	146
Figura 86 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.....	146
Figura 87 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado no ramo seco.....	147
Figura 88 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.....	147
Figura 89 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.....	147
Figura 90 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.....	149
Figura 91 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.....	149

Figura 92 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.	150
Figura 93 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado no ramo seco: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.	150
Figura 94 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.	151
Figura 95 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.	151
Figura 96 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada em relação ao limite de confiança de Khalili e Khabbaz (1998).	152
Figura 97 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para os pontos experimentais.	154
Figura 98 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para o solo residual de diabásio.	156
Figura 99 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para o solo residual de granito.	157
Figura 100 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.	158
Figura 101 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.	158
Figura 102 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.	159
Figura 103 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado no ramo seco.	159
Figura 104 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.	159
Figura 105 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.	160
Figura 106 - Aplicação do método de Vilar (2006) utilizando valores de intercepto de coesão correspondente a variados valores de sucção para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.	160
Figura 107 - Relatório do ensaio de determinação da massa específica do solo residual de diabásio.	181
Figura 108 - Relatório do ensaio de análise granulométrica do solo residual de diabásio.	182
Figura 109 - Relatório do ensaio dos limites de Atterberg do solo residual de diabásio.	183

Figura 110 - Relatório do ensaio de classificação MCT expedito do solo residual de diabásio.	184
Figura 111 - Relatório do ensaio de determinação da massa específica do solo residual de granito.....	185
Figura 112 - Relatório do ensaio de análise granulométrica do solo residual de granito.	186
Figura 113 - Relatório do ensaio dos limites de Atterberg do solo residual de granito.	187
Figura 114 - Relatório do ensaio de classificação MCT expedito do solo residual de granito.	188
Figura 115 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado no ramo seco.....	196
Figura 116 – Relatório de ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.....	197
Figura 117 - Relatório de ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.....	198
Figura 118 – Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado no ramo seco.....	199
Figura 119 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado na umidade ótima.....	200
Figura 120 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado no ramo úmido.....	201

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Efeito da compactação nas propriedades dos solos coesivos.	40
Tabela 2 - Métodos de medida de sucção matricial e total.	55
Tabela 3 - Principais equações que modelam a curva de retenção de água no solo.	66
Tabela 4 - Equação para o parâmetro χ proposto por outros pesquisadores.	81
Tabela 6 - Condição de moldagem dos corpos de prova.	91
Tabela 7 - Escala granulométrica.	99
Tabela 8 - Caracterização segundo índice de plasticidade.	100
Tabela 9 - Resumo dos ensaios de caracterização.	107
Tabela 10 - Condição de moldagem dos corpos de prova.	110
Tabela 11 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção segundo van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).	115
Tabela 12 - Sucção de entrada de ar no início da dessaturação.	120
Tabela 13 - Resultado dos ensaios de cisalhamento direto.	122
Tabela 14 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado no ramo seco.	125
Tabela 15 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.	126
Tabela 16 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.	127
Tabela 17 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado no ramo seco.	128
Tabela 18 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado na umidade ótima.	129
Tabela 19 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado no ramo úmido.	130
Tabela 20 - Parâmetro de correlação κ para Vanapalli et al. (1996).	148
Tabela 22 - Condição de moldagem dos corpos de prova para determinação das curvas de retenção de água dos solos residuais de diabásio e de granito.	189
Tabela 23 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de diabásio moldado no ramo seco e na umidade ótima.	190
Tabela 24 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.	191
Tabela 25 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de granito moldado no ramo seco e na umidade ótima.	192
Tabela 26 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de granito moldado no ramo úmido.	193

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior

MCT – Miniatura Compactado Tropical

NBR – Norma Brasileira Registrada

PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

LISTA DE SÍMBOLOS

Romanos

a	Parâmetro de ajuste da equação de Fredlund e Xing (1994) [kPa]
c'	Coesão efetiva [kPa]
C(ψ)	Fator de correção da equação de Fredlund e Xing (1994) [adimensional]
Ct	Contração diametral [mm]
d	Distância entre as partículas
e	Índice de vazios [adimensional]
e	Número natural = 2,71828
E	Módulo de deformabilidade inicial [MPa]
IP	Índice de Plasticidade [%]
LA	Areias com pouca argila laterítica
LA'	Areias argilosas lateríticas
LG'	Argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas
LL	Limite de Liquidez [%]
LP	Limite de Plasticidade [%]
m	Parâmetro de ajuste das equações de van Genuchten (1980) e de Fredlund e Xing (1994) [adimensional]
n	Parâmetro de ajuste das equações de van Genuchten (1980) e de Fredlund e Xing (1994) [adimensional]
n'	Inclinação do ponto de inflexão da curva de retenção de água nos solos
NA	Areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não lateríticos

NA'	Areias siltosas e areias argilosas não lateríticas
NG'	Argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não lateríticas
NS'	Siltes caulíníticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não lateríticos
S	Grau de saturação [%]
u_a	Poropressão do ar [kPa]
u_w	Poropressão da água [kPa]
$(u_a - u_w)$	Sucção Matricial [kPa]
V_A	Energia potencial de atração
V_R	Energia potencial de repulsão
V_T	Energia potencial total
w	Teor de umidade [%]

Gregos

α	Parâmetro de ajuste da equação van Genuchten (1980) [1/kPa]
χ	Parâmetro de tensão efetiva em função do grau de saturação [adimensional]
ε_r	Deformação específica na ruptura [%]
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo [°]
ϕ_b	Razão do incremento da resistência com a sucção [°]
γ	Peso específico natural [kN/m ³]
γ_d	Peso específico seco [kN/m ³]
Θ	Teor de umidade volumétrica normalizada [%]
θ	Teor de umidade volumétrica [%]
θ_b	Teor de umidade volumétrica de entrada de ar [%]
θ_r	Teor de umidade volumétrica residual [%]

θ_s	Teor de umidade volumétrica de saturação [%]
θ_u	Teor de umidade volumétrica correspondente 1 kPa [%]
κ	Parâmetro de ajuste de Vanapali et al. (1996) [adimensional]
ρ	Massa específica [g/cm ³]
ρ_d	Massa específica aparente seca [g/cm ³]
ψ	Sucção total [kPa]
ψ_b	Sucção de entrada de ar [kPa]
ψ_m	Sucção matricial [kPa]
ψ_o	Sucção osmótica [kPa]
ψ_r	Sucção residual [kPa]

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	29
1.1 OBJETIVOS	31
1.1.1 Objetivo Geral.....	31
1.1.2 Objetivos Específicos	31
1.2 JUSTIFICATIVA	31
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	33
2.1 SOLOS COMPACTADOS.....	33
2.1.1 Estrutura de solos coesivos compactados	36
2.1.2 Efeito da compactação nas propriedades dos solos coesivos.....	39
2.2 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	47
2.2.1 Propriedades e relações entre as fases	51
2.3 SUÇÃO E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO	54
2.3.1 Papel filtro com contato.....	56
2.4 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS	58
2.4.1 Tipo de solo	60
2.4.2 Umidade de moldagem	61
2.4.3 História de tensão.....	64
2.4.4 Modelagens para a curva de retenção.....	66
2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	67
2.5.1 Modelos de previsão da resistência ao cisalhamento	76
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	85
3.1 GEOLOGIA E PEDOLOGIA.....	86
3.2 MOTIVAÇÃO DA ESCOLHA DA ÁREA DE ESTUDO	88
4 MATERIAIS E MÉTODOS	91
4.1 AMOSTRAGEM	93
4.2 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	98
4.3 CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	99
4.3.1 Massa específica dos grãos	99
4.3.2 Análise granulométrica	99

4.3.3 Índice de plasticidade	100
4.3.4 Classificação MCT - Método expedito das pastilhas	101
4.3.5 Ensaio de Compactação.....	104
4.4 MEDIÇÃO DA SUCCÃO.....	105
4.4.1 Papel filtro	105
4.5 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	106
5 ANÁLISE E RESULTADOS	107
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	107
5.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO.....	109
5.3 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO	112
5.4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	122
5.4.1 Cisalhamento direto CD.....	122
5.4.2 Compressão simples.....	124
5.4.3 Intercepto de coesão.....	141
5.5 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA RESISTÊNCIA.....	145
5.5.1 Método de Vanapalli et al. (1996).....	145
5.5.2 Método de Khalili e Khabbaz (1998).....	148
5.5.3 Método de Vilar (2006).....	158
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	163
6.1 CONCLUSÕES	163
6.2 RECOMENDAÇÕES.....	165
REFERÊNCIAS.....	167
APÊNDICE A.....	181
APÊNDICE B.....	189
APÊNDICE C.....	195

1 INTRODUÇÃO

Os solos não saturados compreendem extensas áreas do planeta Terra. Sua presença é característica de locais com climas árido e semi-árido, que compreendem a aproximadamente 33 % da área do planeta. Além dessas regiões, outros locais do mundo apresentam solos com condições não saturadas marcantes. Segundo Uchaipichat (2010), 40 % dos solos encontrados em seu estado natural estão em condições não saturadas.

Diversas obras de terraplenagem, tais como aterros rodoviários, aterros sanitários, barragens de terra e barreiras capilares, os solos são compactados e podem permanecer na condição não saturada durante toda sua vida útil. Dessa forma, o desempenho destas obras está condicionado às características de resistência, compressibilidade e permeabilidade de solos não saturados, que diferem das propriedades dos solos saturados. Sendo assim, o conhecimento da contribuição da sucção nas propriedades do solo permite um diagnóstico e intervenção adequada a obra de engenharia.

Solos acima do lençol freático são comandados pelo comportamento das três fases que o contém (sólido, ar e água) e suas interações. Perante a isso, solos não saturados apresentam em sua estrutura, água com pressão menor a atmosférica, que aumenta a força entre as partículas, acarretando em um acréscimo da resistência ao cisalhamento.

Solos próximos à superfície do terreno estão sujeitos às variações das condições climáticas, apresentando mudanças da umidade. Quando a água infiltra no solo, a poropressão da água aumenta, podendo apresentar valores positivos, reduzindo a resistência. Essa variação do teor de umidade representa significativa influência na resistência ao cisalhamento e variação volumétrica deste solo (e.g., Bishop, 1959; Fredlund, Morgenstern e Widger, 1978; Escario e Sáez, 1986; Escario e Juca, 1989; Fredlund, Rahardjo e Gan, 1987; Vanapalli, Fredlund e Pufahl, 1996; Vanapalli et al., 1996; Khalili e Khabbaz, 1998; Oliveira, 2004; Vilar, 2006; Marinho et al., 2013; Oliveira e Marinho, 2015).

Como consequência, a redução da resistência do solo decorrente da precipitação das chuvas em solos não saturados é a causa de diversos deslizamentos pelo mundo. Desta forma, entender o comportamento mecânico desses solos é um fato importante. Diante da dificuldade da execução de ensaios em solos não saturados, a investigação de diferentes tipos de solos na condição não saturada permite criar um banco de dados que possibilita o desenvolvimento de métodos de previsão do

comportamento e de propriedades mecânicas dos solos brasileiros não saturados.

Com essa finalidade, nesta pesquisa é determinado e avaliado o comportamento mecânico não saturado de dois solos residuais compactados de Florianópolis – Santa Catarina. Local onde os estudos de solos não saturados são recentes.

A compactação do solo implica em importantes mudanças em seu comportamento, que, de maneira geral, estão relacionadas a alteração na estrutura do solo (e.g., Lambe, 1958a; Lambe, 1958b; Seed e Chan 1959; Delage et al. 1996; Toll, 2000). O conhecimento do comportamento geomecânico do solo para diferentes condições de sua estrutura interna (i.e., moldagem do corpo de prova sob distintos teores de umidade da curva de compactação) se mostra importante para os solos não saturados devido a sua influência na interação das três fases constituintes do solo e no fenômeno de transferência de sucção (e.g., Vanapalli, Fredlund e Pufahl, 1996 e 1999; Cokca, Erol e Armangil, 2004; Oliveira, 2004; Stephens, Gallipoli e Toll, 2004; Goh et al., 2010; Stracke et al., 2012; Fagundes e Rodrigues, 2015; Oliveira e Marinho, 2015).

É em função do elevado tempo necessário para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, que o foco das pesquisas em mecânica dos solos não saturados está relacionado a modelos que possam representar o comportamento desses solos a partir de dados de entrada facilmente obtidos em ensaios laboratoriais ou de campo. Para isso, ensaios para determinação de curvas de retenção utilizando o método do papel filtro, compressões simples não saturadas e cisalhamentos direto saturados, foram realizados.

Assim, a presente pesquisa avalia a aplicabilidade de modelos utilizados para se estimar a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção, como os modelos de Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006).

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos estão descritos nos itens subsequentes.

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento de dois tipos de solo residuais, de granito e de diabásio, compactados em três diferentes condições iniciais de moldagem.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, os objetivos específicos estão descritos a seguir:

- Determinar a curva de retenção de água de um solo residual de granito e de um solo residual de diabásio para três diferentes condições de moldagem;
- Determinar a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção para as condições de moldagem de estudo;
- Verificar a aplicabilidade de modelos utilizados para se estimar a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção.

1.2 JUSTIFICATIVA

Estudos de solos não saturados são recentes na região do estado de Santa Catarina. A constatação de processos geodinâmicos ocorrentes na área de estudo, caracteriza a relevância de se estudar detalhadamente as propriedades geotécnicas desses solos residuais na condição não saturada.

Na engenharia, diversas obras de terraplenagem, tais como aterros rodoviários, aterros sanitários, barragens de terra e barreiras capilares, os solos são compactados e podem permanecer durante toda sua vida útil na condição não saturada. Dessa forma, o desempenho destas obras está condicionado às características de resistência, compressibilidade e permeabilidade de solos não saturados, que diferem das propriedades dos solos saturados. Sendo assim, o conhecimento da contribuição da

sucção nas propriedades do solo permite um diagnóstico e intervenção adequada à obra de engenharia.

Da mesma forma, diversas técnicas como a implantação de drenos horizontais, barreiras capilares e cobertura vegetal permitem a aplicabilidade dos conceitos da mecânica dos solos não saturados na prática da engenharia.

É em função do elevado tempo necessário para a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos não saturados que a investigação de diferentes tipos de solos na condição não saturada permite criar um banco de dados que possibilita o desenvolvimento de métodos de previsão do comportamento e de propriedades mecânicas dos solos brasileiros não saturados.

Bem como pode ser avaliado a aplicabilidade de modelos já desenvolvidos verificando a capacidade de representar o comportamento de solos tropicais brasileiros a partir de dados de entrada facilmente obtidos em ensaios laboratoriais ou de campo.

A compactação do solo implica em importantes mudanças em seu comportamento, que, de maneira geral, estão relacionadas a alteração na estrutura do solo. O conhecimento do comportamento geomecânico do solo para diferentes condições de sua estrutura interna se mostra importante para os solos não saturados devido a sua influência na interação das três fases constituintes do solo e no fenômeno de transferência de sucção.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica dos aspectos teóricos base para o entendimento e desenvolvimento da pesquisa envolvida neste trabalho.

Inicialmente é apresentado o comportamento de solos compactados, seguido da mecânica dos solos não saturados, introduzindo o conceito de sucção, os métodos para sua medição, bem como as propriedades e modelagem da curva de retenção de água nos solos. Por fim, são discutidos a relação da resistência ao cisalhamento com a sucção e métodos para sua previsão.

2.1 SOLOS COMPACTADOS

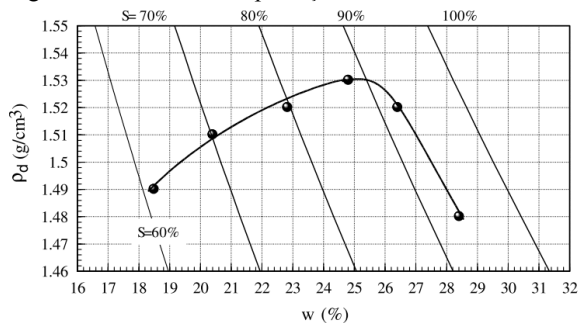
A compactação é um método utilizado para a densificação do solo por meio da redução do índice de vazios do solo, expulsando ar de seus poros, com a aplicação de alguma forma de energia mecânica. Seu efeito implica ao solo o aumento de seu peso específico e resistência, redução da compressibilidade e permeabilidade, além de alterar a estrutura do solo (i.e., distribuição e orientação do conjunto das partículas sólidas do solo) (DAS, 2011).

O grau de compactação, medido em função do peso específico seco (γ_d) ou massa específica seca (ρ_d), varia de acordo o teor de umidade do solo e da energia dispendida. Ao adicionar água a um solo seco, as partículas do solo deslizam entre si, permitindo que se posicionem de maneira compactada. Quando o teor de umidade é gradativamente aumentado sob uma mesma energia de compactação, o peso específico aumenta gradativamente (DAS, 2011).

Porém, acima de um determinado teor de umidade, definido como teor de umidade ótimo, o seu aumento reduz o peso específico seco do solo. Isso ocorre, pois, a água começa a ocupar os espaços anteriormente ocupados por partículas do solo.

Essas informações estão contidas na curva de compactação, obtida ao compactar um solo sob diferentes condições de umidade para uma determinada energia de compactação, como apresentada na Figura 1.

Figura 1 - Curva de compactação.



FONTE: Oliveira (2004).

O conhecimento da estrutura formada pelo solo compactado permite uma interpretação do seu comportamento mecânico. Nos solos não saturados, a estrutura é importante devido à influência na interação das três fases constituintes do solo e no fenômeno de transferência de sucção (MARTINEZ, 2003). A formação de diferentes estruturas na compactação é em função do tipo de solo, teor de umidade, intensidade e forma de aplicação da energia de compactação.

O tipo de solo, ou seja, o tamanho dos grãos, distribuição granulométrica, formato da partícula, peso específico dos sólidos e mineralogia, exercem grande influência na compactação. Solos granulares, formados por partículas arredondadas ou angulosas, cujo principal mineral é o quartzo, podendo haver presença de mica e feldspato, resultam em estruturas bem simples após compactados. Isso ocorre, pois nas partículas arenosas predominam esforços gravitacionais, se apoiando diretamente uma nas outras (DAS, 2011).

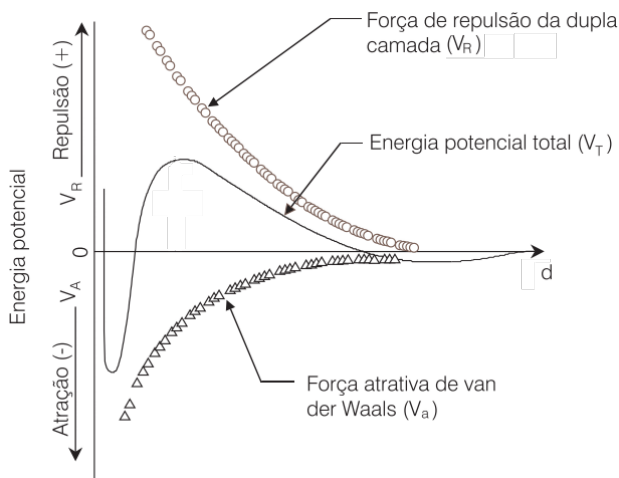
Por outro lado, solos argilosos compactados, possuem sua formação estrutural variando por diversos fatores, como teor de umidade de compactação, energia de compactação e o método empregado. Isso ocorre, pois diferentemente dos solos granulares, as forças entre partículas são predominantes (FREDLUND, 1997).

Essas forças são decorrentes de sua composição química, em que as partículas de argila apresentam carga negativa na sua superfície, havendo locais com carga positiva nas extremidades das partículas. Quando a argila está seca, a carga negativa é balanceada por cátions intercambiáveis que rodeiam as partículas por atração eletrostática. Ao adicionar água, esses cátions e alguns ânions flutuam em volta das partículas, formando uma configuração chamada de dupla camada difusa (DAS, 2011).

A água presa às partículas pelas forças de atração (i.e., água de dupla camada e água adsorvida) é resultado da atração da molécula de água dipolar (i.e., um lado da molécula carregada negativamente e o outro lado positivamente) pela superfície carregada negativamente e pelos cátions da camada dupla. Além da ponte de hidrogênio formada entre o hidrogênio da molécula da água e o oxigênio da superfície da argila (DAS, 2011).

Essa configuração eletronegativa das partículas influencia na estrutura básica dos solos coesivos. Quando duas partículas de argila, em água, se aproximam, há o desenvolvimento de forças de repulsão devido à tendência de penetração mútua das camadas duplas. Ao mesmo tempo, as partículas de argila se atraem devido às forças de van der Waals, que são de curto alcance e decrescem rapidamente com a distância da superfície da partícula. Quanto menor a distância entre as partículas, a força de atração é maior que a de repulsão (DAS, 2011). A Figura 2 apresenta a energia potencial em função da distância (d) entre as partículas. A energia potencial total de interação (V_T) é a soma das energias de repulsão (V_R), resultante da dupla camada, à energia de atração (V_A), resultante da força de van der Waals.

Figura 2 - Energia potencial de interação em função da distância entre as partículas.



FONTE: Jafelicci Jr. e Varanda (1999).

Ao se aproximarem as partículas, elas se unem pela ação eletrostática das extremidades positivas com as faces negativas, se

agregando formando flocos. Ao aumentar a distância entre as partículas, as forças de repulsão são maiores que as forças de atração, apresentando uma estrutura dispersa e orientação praticamente paralela entre si (DAS, 2011).

2.1.1 Estrutura de solos coesivos compactados

Em solos coesivos, a compactação gera deformações permanentes no solo, modificando suas propriedades originais, alterando a sua estrutura. Fatores como o teor de umidade de compactação, energia de compactação e o método empregado afetam o comportamento do solo. Segundo Fredlund (1997), esses fatores devem ser controlados, pois solos compactados em teores de umidades diferentes e densidades diferentes apresentam diferentes comportamentos.

De acordo com Sivakumar e Wheeler (2000), variar o teor de umidade da compactação resulta em mudanças radicais no comportamento do solo, sugerindo que amostras compactadas com diferentes teores de umidade, devem ser tratadas como diferentes materiais.

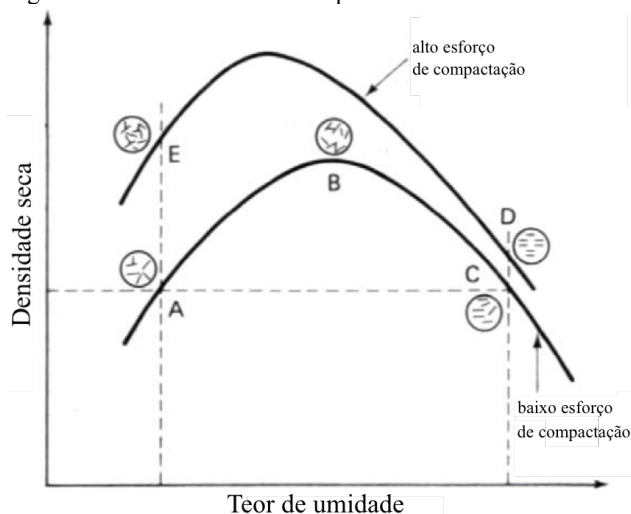
Isso ocorre, pois, a compactação em diferentes teores de umidade afeta a estrutura do solo. Vários autores reportaram as diferenças substanciais na estrutura de solos de fina granulometria compactados quando modificado o teor de umidade de compactação. Inicialmente, Lambe (1958a) e Seed e Chan (1959) caracterizaram a estrutura do solo compactado a diferentes teores de umidade.

Com esse estudo, Lambe (1958a) observou os diferentes comportamentos das partículas do solo, apresentado na Figura 3. Para amostras compactadas no ramo seco as partículas do solo tendem a formar uma estrutura floculada, devido a insuficiência de água em que não há a formação da dupla camada iônica. Ao aumentar o teor de umidade de moldagem, há uma redução do grau de floculação devido a presença das forças de repulsão decorrentes da dupla camada iônica, apresentado uma maior orientação das partículas do solo.

Para o teor de umidade ótimo, como apresentado no ponto B da Figura 3, as partículas do solo compactado tendem a apresentar um alto grau de orientação. Isso ocorre, pois, a água atua como lubrificante das partículas do solo, permitindo que as partículas se movam umas sobre as outras, possibilitando que se posicionem de maneira a ficar densamente compactadas.

Porém, ao compactar amostras com maior teor de umidade que o ótimo (i.e., ramo úmido), as partículas ficam alinhadas, formando uma estrutura dispersa, em que as forças de repulsão entre as partículas superam as forças atrativas.

Figura 3 - Estrutura do solo compactado.



FONTE: adaptado de Lambe (1958a).

Não apenas a variação do teor de umidade influencia no comportamento do solo compactado, a Figura 3 também apresenta a influência da energia de compactação. Ao alterar o esforço de compactação, o peso específico seco do solo aumenta ao aumentar a energia aplicada, enquanto o teor de umidade ótimo diminui levemente.

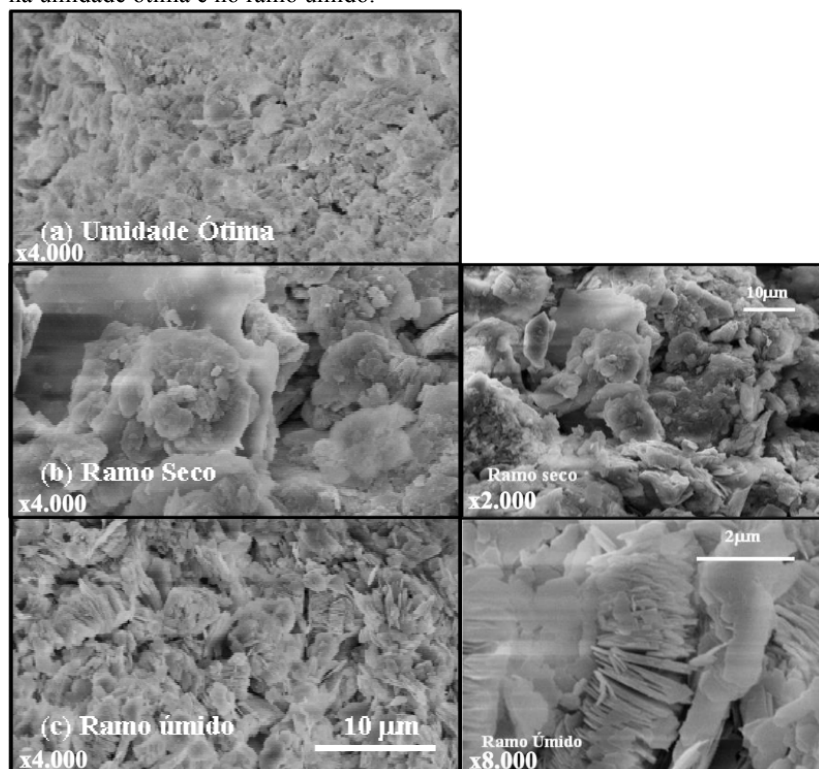
Ademais, para um determinado teor de umidade, o maior esforço de compactação produz orientação paralela das partículas, resultando em uma estrutura mais dispersa, em que as partículas ficam mais próximas, aumentando o peso específico de compactação. Esse fenômeno está indicado nos pontos A e E da curva apresentada na Figura 3.

Estudos posteriores, com técnicas aprimoradas para observação da microestrutura, como o microscópio eletrônico e a técnica de intrusão de mercúrio, investigaram o comportamento do solo compactado (e.g., Croney, Coleman e Black, 1958; Barden e Sides, 1970; Delage et al. 1996; Toll, 2000; Calle, 2013). Além da confirmação das diferentes estruturas observadas por Lambe (1958a), esses estudos sugeriram que as diferenças substanciais na estrutura de solos de fina granulometria

compactados, quando modificado o teor de umidade de compactação, ocorre na macroestrutura.

Amostras compactadas no ramo seco apresentam a formação de dupla divisão da estrutura: a microestrutura, referente a associação das partículas dentro do solo e a macroestrutura, formada por agregações de argila que são separados entre eles por espaços vazios dentro da massa de solo. A presença de agregações faz com que o solo se comporte de uma maneira mais grosseira que a sua classificação. Por outro lado, amostras compactadas no ramo úmido, apresentam estruturas mais uniformes. Oliveira (2004), em estudos com gnaiss compactado, observou esse comportamento com microscopia eletrônica de varredura, apresentada na Figura 4.

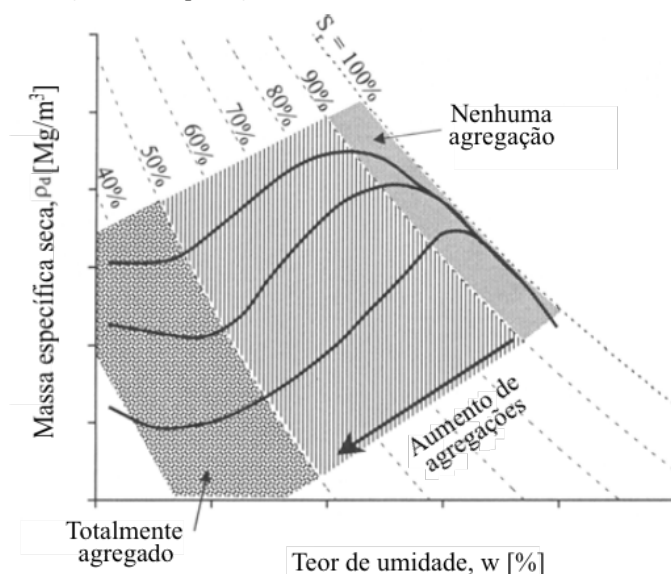
Figura 4 - Estrutura do solo observada com microscopia eletrônica de varredura (x2.000, x4.000 e x8.000) do solo residual de gnaiss compactado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.



FONTE: adaptado de Oliveira (2004).

Toll (2000), ao estudar um solo pedregulhoso com comportamento laterítico em três diferentes esforços de compactação, verificou o incremento do grau de agregação das partículas do solo em função do grau de saturação. A Figura 5 apresenta as três diferentes curvas de compactação obtidas por Toll (2000) indicando esse incremento do grau de agregação. Nesta figura, verifica-se que para grau de saturação entre 100% e 90% não há agregações, porém, a partir de 90 % há o aumento das agregações até 50% de saturação, quando se torna totalmente agregado abaixo deste grau de saturação.

Figura 5 - Variação do grau de agregação de partículas em função do grau de saturação na compactação.



FONTE: Toll (2000).

2.1.2 Efeito da compactação nas propriedades dos solos coesivos

As diferentes estruturas de solos coesivos, formadas a partir de diferentes teores de umidade de compactação, influenciam em importantes propriedades, como a permeabilidade, compressibilidade, resistência, retração e expansão. Tabela 1 apresenta os efeitos da compactação em diferentes teores de umidade nessas propriedades.

Tabela 1 - Efeito da compactação nas propriedades dos solos coesivos.

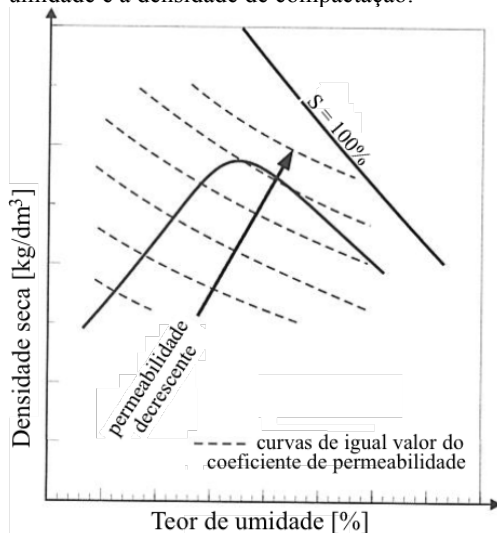
Propriedades	Solo compactado no ramo seco	Solo compactado no ramo úmido
Estrutura	Aleatória / Floculada	Paralelas / Dispersas
Permeabilidade	Maior	Menor
Compressibilidade	Mais compressível em energias de compactação altas	Mais compressível em energias de compactação baixas
Resistência	Maior	Menor
Variação Volumétrica	Maior expansão Menor retração	Menor expansão Maior retração

FONTE: modificado de Ranjan e Rao (2000).

Lambe (1958a) já afirmava que solos compactados no ramo seco, em relação aos compactados no ramo úmido, apresentam estruturas mais sensíveis a alterações.

A orientação aleatória das partículas da argila no ramo seco da umidade ótima resulta em poros maiores, influenciando na permeabilidade (i.e., facilidade com que a água flui através do solo). A permeabilidade diminui com o aumento do teor de umidade, atingindo um valor mínimo no teor de umidade ótimo (LAMBE, 1958b; PINTO, 2006). A Figura 6 apresenta curvas de igual coeficiente de permeabilidade em função do teor de umidade e da densidade seca de compactação, obtidas de resultados de ensaios moldados em diferentes condições.

Figura 6 - Tendência de variação do coeficiente de permeabilidade com a umidade e a densidade de compactação.

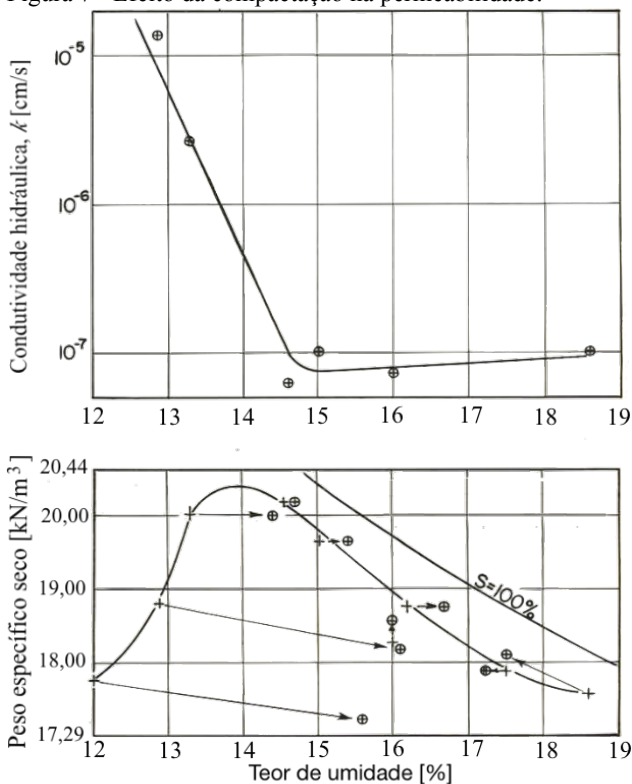


FONTE: Pinto (2006).

Para um mesmo teor de umidade, a permeabilidade é tanto menor quanto mais compactado for o solo, decorrente do menor índice de vazios. Já para uma mesma densidade seca, a permeabilidade diminui com o aumento do teor de umidade, apesar do índice de vazios ser constante, essa variação é atribuída à estrutura do solo compactado.

A condutividade hidráulica de amostras inicialmente compactadas em diferentes condições, submetidas a um fluxo até atingir o equilíbrio, está apresentado na Figura 7.

Figura 7 - Efeito da compactação na permeabilidade.



→ Mostra a mudança da umidade e densidade a partir da infiltração

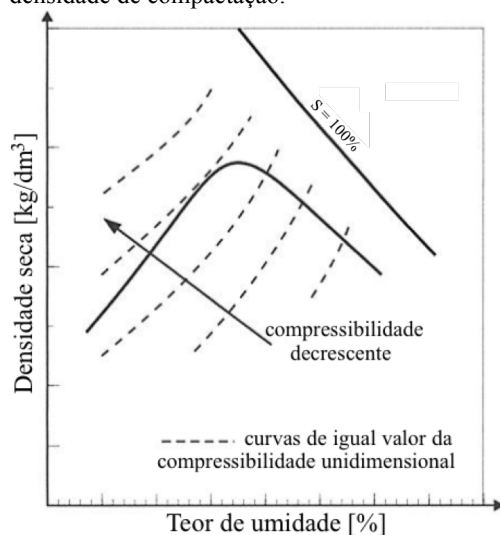
FONTE: adaptado de Lambe (1958b).

Crispim et al. (2012), para um solo residual de gnaiss, observaram que a anisotropia do solo compactado influencia na permeabilidade. Quando o fluxo é na direção perpendicular às camadas compactadas, a condutividade hidráulica se comporta como observado por Lambe (1958b), porém, quando a medida da permeabilidade é realizada no sentido das camadas de compactação, a condutividade hidráulica não apresenta variação significativa quanto ao teor de umidade de compactação.

Do mesmo modo, a compressibilidade unidimensional é influenciada pela orientação das partículas. A pressão de adensamento tende a orientar as partículas para a direção normal de aplicação e reduzir o espaço entre elas. Assim, sobre baixas pressões, amostras compactadas no ramo úmido apresenta maior compressibilidade que um

solo compactado no ramo seco. Em pressões altas, é possível obter a mesma estrutura para amostras compactadas no ramo seco e no ramo úmido (LAMBE, 1958b). Solos mais compactados e com teores de umidade mais baixos apresentam uma menor compressibilidade. A tendência de variação da compressibilidade com o teor de umidade e a densidade seca de compactação, variando a condição inicial de moldagem é apresentada na Figura 8.

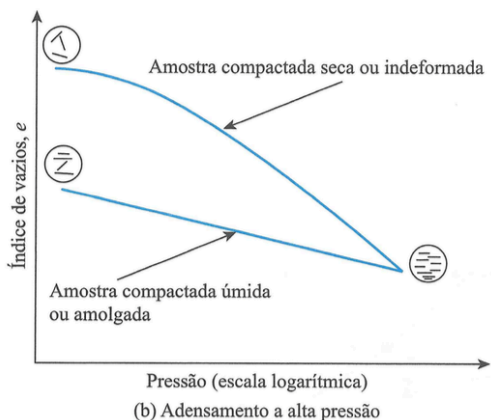
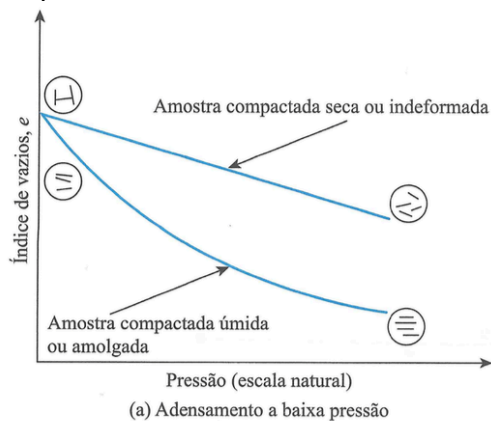
Figura 8 - Tendência de variação da compressibilidade com a umidade e a densidade de compactação.



FONTE: Pinto (2006).

A Figura 9 apresenta a orientação das partículas e o efeito da compressão no comportamento da compressibilidade unidimensional.

Figura 9 - Efeito da compactação e da orientação das partículas na compressibilidade.



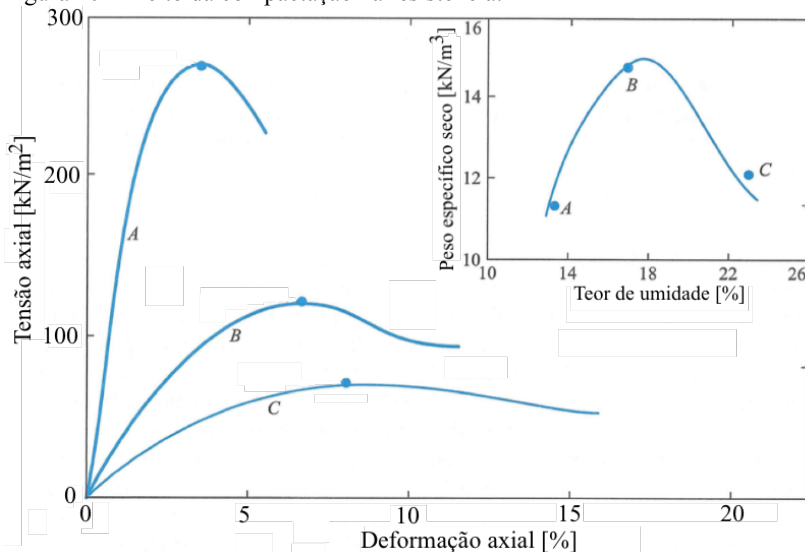
FONTE: adaptado de Lambe (1958b) apud Das (2011).

A resistência ao cisalhamento geralmente diminui com o teor de umidade para o solo argilo siltoso estudado por Lambe (1958b). A Figura 10 apresenta resultados de ensaios de compressão não confinados de solos argilo-siltosos, preparadas por amassamento. As amostras A, B e C foram compactadas no ramo seco, próxima a umidade ótima e no ramo úmido, respectivamente.

Na Figura 10 observa-se que os corpos de prova compactados no ramo seco apresentam resistência maior, rompendo com deformação axial menor. O aumento do teor de umidade da amostra, implica em valores de resistência menores, rompendo com deformação axial maior.

A maior deformabilidade para solos compactados com maior teor de umidade é decorrente da estrutura dispersa formada. Os mesmos efeitos foram obtidos por Seed e Chan (1959), em ensaios não drenados sobre amostras de caolinitas, e Stracke et al. (2012), em ensaios de compressão simples com areia artificialmente cimentadas.

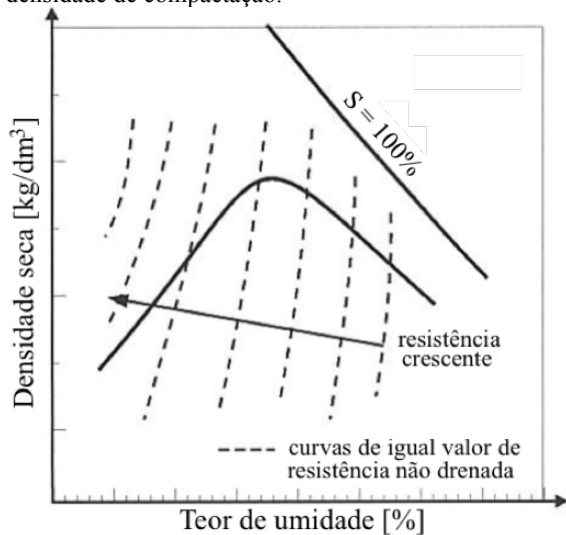
Figura 10 - Efeito da compactação na resistência.



FONTE: adaptado de Lambe (1958b).

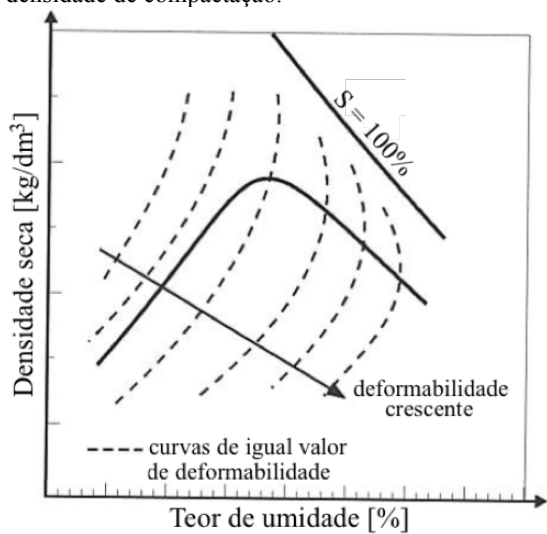
Por sua vez, a tendência da resistência do solo, correspondente ao estado do solo compactado imediatamente após sua construção é apresentado na Figura 11. Enquanto a tendência da variação da deformabilidade (i.e., módulo de elasticidade para uma estabelecida deformação específica), está apresentada na Figura 12.

Figura 11 - Tendência de variação da resistência não drenada com a umidade e a densidade de compactação.



FONTE: Pinto (2006).

Figura 12 - Tendência de variação da deformabilidade com a umidade e a densidade de compactação.



FONTE: Pinto (2006).

A variação volumétrica em função da secagem e umedecimento da amostra moldada em diferentes condições da curva de compactação apresenta propriedades diferentes. Para amostra moldada no ramo seco, o maior entrosamento entre as partículas do solo, está associado a menores reduções de volume durante a secagem e maior expansão no umedecimento. Já, amostras compactadas no ramo úmido, apresentam comportamento inverso, visto que a estrutura dispersa e paralela das partículas permitem se amontoar mais eficientemente (RANJAN; RAO, 2000).

2.2 MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O início do estudo da mecânica dos solos sucedeu em torno de 1943, quando Karl Terzaghi escreveu o livro “Theoretical Soil Mechanics”. Este livro focou no comportamento de solos saturados, controlado pela tensão efetiva ($\sigma' = \sigma - u_w$). O foco se deu para solos saturados devido três principais razões, citadas por Barbour (1998):

- 1) O sistema dos solos saturados constitui de apenas duas fases: solo e água;
- 2) Os solos saturados apresentam poropressão da água positiva, na qual sua consideração para muitos casos é uma opção conservadora;
- 3) O local onde a mecânica dos solos foi inicialmente estudada apresentava um clima úmido e alto nível do lençol freático.

Apesar dos solos não saturados compreenderem extensas áreas do planeta Terra, a impulsão dos estudos em solos não saturados ocorreu junto ao desenvolvimento dos países com climas tropicais. Sua presença é característica de locais com climas árido e semi-árido, que compreendem a aproximadamente 33 % da área do planeta. Além dessas regiões, outros locais do mundo apresentam solos com condições não saturadas marcantes. Segundo Uchaipichat (2010), 40% dos solos encontrados em seu estado natural estão em condições não saturadas.

A Figura 13 apresenta uma comparação das condições do solo de regiões em clima temperado e árido. Solos em região temperada, podem apresentar o nível do lençol freático próximo à superfície do terreno, enquanto em regiões áridas, o nível do lençol freático pode ser profundo. Com isso, abaixo do nível d'água, adotando como referência a pressão

atmosférica, poropressão da água (u_w) é positiva e o solo é saturado. Acima do nível d'água, a poropressão da água, em geral, é negativa.

Figura 13 - Comparação das condições dos solos em regiões de clima temperado e árido.

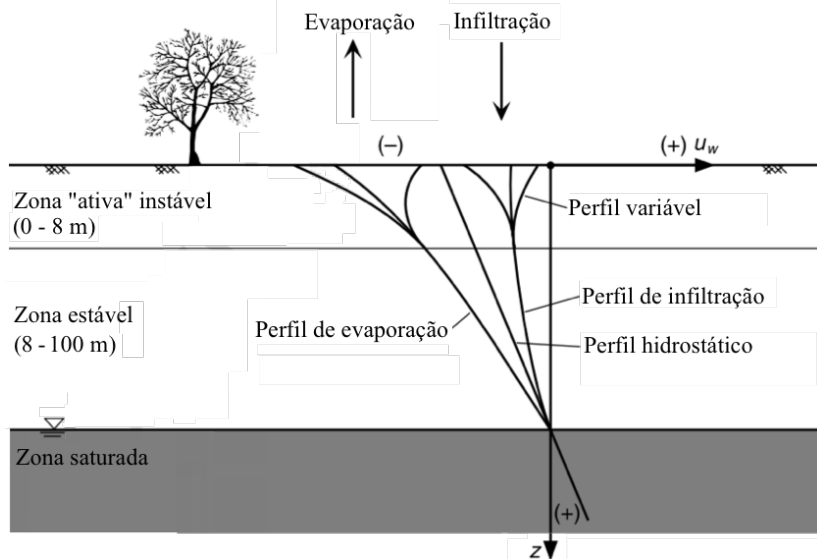


FONTE: adaptado de Fredlund (1995).

Desta forma, a posição do lençol freático determina as duas áreas da mecânica dos solos: solos saturados e solos não saturados. Áreas abaixo do nível d'água são governadas pela tensão efetiva proposta por Terzaghi em 1943. Áreas acima do lençol freático, solos não saturados, apresentam diversas propostas para equacionar as tensões efetivas. Muitas delas, válidas apenas para um determinado tipo de solo. Contornando as dificuldades de equacionar as tensões efetivas de solos não saturados, Fredlund e Morgenstern (1977) propõem que esses solos são governados por duas variáveis de tensão independentes: tensão normal líquida ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$).

A posição do lençol freático está diretamente ligada às condições climáticas da região, desta forma, sofrendo influência direta das mudanças climáticas. A Figura 14 apresenta as condições do solo sob efeito das variações climáticas como, precipitação (i.e., fluxo descendente), evaporação e evapotranspiração (i.e., fluxo ascendente).

Figura 14 - Solo sob variações climáticas.

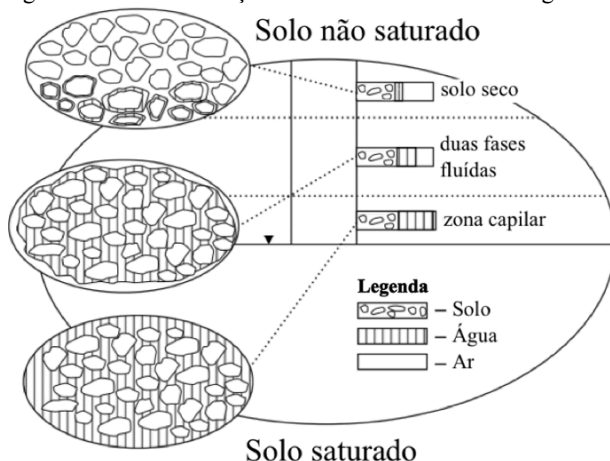


FONTE: adaptado de Lu e Likos (2004).

Independentemente do grau de saturação do solo, o perfil de pressão de poropressão d'água entra em equilíbrio a uma condição hidrostática quando não há fluxo de água a partir da superfície do solo. Se a umidade é retirada do solo (e.g., evaporação), o perfil da poropressão da água se desloca para a esquerda, ficando mais negativo. Se a umidade aumenta no solo (e.g., infiltração), o perfil da poropressão de água é atraído para a direita.

O solo não saturado é comumente representado por um sistema trifásico, com a presença de solo, água e ar. A Figura 15 apresenta a caracterização do solo acima do nível d'água.

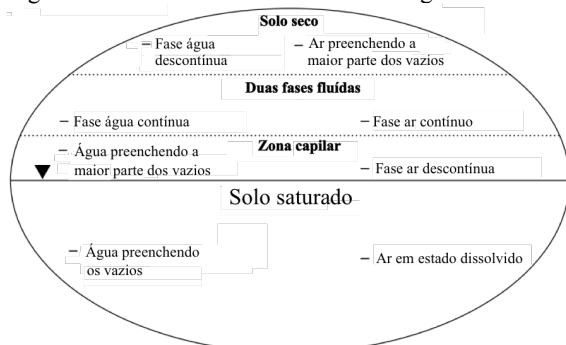
Figura 15 - Caracterização do solo acima do nível d'água.



FONTE: adaptado de Fredlund (1995).

Logo acima do nível d'água, o grau de saturação do solo é alto, aproximadamente entre 90 e 100%, nomeada de zona capilar. Essa zona se caracteriza pela ascensão capilar da água, podendo chegar a uma espessura de 10 metros, como observado por Sitz (1948). Acima disso, o grau de saturação do solo diminui, passando por uma fase de continuidade entre ar e água, até ser denominado seco, com o ar preenchendo maior parte dos vazios e grau de saturação variando aproximadamente entre 15 e 0% (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012). A Figura 16 apresenta a continuidade das fases ar e água.

Figura 16 - Continuidade das fases ar e água nos solos acima do nível d'água.



FONTE: adaptado de Fredlund (1995).

Quando a fase ar está contínua, que, segundo Fredlund (1978), ocorre quando o grau de saturação é inferior a 85 a 90%, um quarto elemento representa um papel importante no comportamento mecânico do solo, a membrana contrátil, representando a interface ar-água interagindo com as partículas de solo. Com isso, conforme Fredlund e Morgenstern (1977), o solo não saturado é constituído de quatro fases: solo, água, ar e membrana contrátil.

De acordo com Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012), a espessura da membrana contrátil é da ordem de poucas camadas moleculares, não sendo necessária sua subdivisão quando estabelecida relações de massa e volume dos solos não saturados. Por outro lado, a interface ar-água desempenha um papel importante do ponto de vista da consideração de estado de tensões.

2.2.1 Propriedades e relações entre as fases

2.2.1.1 Tensão superficial

A tensão interfacial é definida como a quantidade de trabalho por unidade de área necessária para separar em uma unidade de área, duas substâncias em contato. A tensão interfacial resulta da energia desenvolvida no contato entre fases descontínuas de um líquido com outro líquido, gás ou sólido.

A tensão entre o ar e a água é denominada tensão superficial. Essa tensão superficial da água resulta da existência de forças de atração de curto alcance entre as moléculas do líquido, chamadas de forças moleculares de London-Van der Waals, ou forças de coesão. A tensão superficial na interface ar/água acontece, pois, as moléculas da superfície são atraídas para o interior do líquido mais fortemente que em direção ao ar, ocorrendo uma contração espontânea da superfície (RUSSEL, 1981).

A molécula no interior do líquido se atrai com todas as moléculas vizinhas, estabilizando o sistema e reduzindo a energia potencial de cada molécula. Uma molécula da superfície não tem o mesmo número de moléculas vizinhas, apresentando uma maior energia potencial, se arranjando de modo a possuírem o máximo de moléculas vizinhas. Desta forma, na camada superficial do líquido atuam forças que tendem a puxar as moléculas para o seu interior, causando no interior do líquido uma pressão interna (LIBARDI, 2014).

Em consequência da tensão superficial, a superfície da água deixa de ser plana, surgindo uma nova pressão que atua no mesmo sentido da

pressão interna, causada pela tensão superficial, surgindo uma superfície côncava.

A relação entre as forças de coesão e as forças entre a molécula do líquido e a molécula do solo, chamadas de forças adesivas, resultam na capilaridade. Quando as forças adesivas são maiores que as forças de coesão, a água é capaz de se mover entre os poros do solo.

Assim, a tensão superficial da água está relacionada ao movimento de água no interior do solo devido a capilaridade. Esse movimento ocorre da seguinte maneira: a molécula do solo, que está imediatamente acima da superfície do líquido, atrai a água (i.e., força adesiva), que sobe alinhando-se a essa molécula que a atraiu (i.e., força de coesão). Em seguida, a molécula imediatamente acima do solo começa a atrair a água e o ciclo ocorre repetidamente (LIBARDI, 2014).

2.2.1.2 Forças responsáveis pela retenção e movimentação da água nos solos

As forças responsáveis pela retenção da água no solo não saturado podem ser explicadas por dois processos: retenção da água nos poros capilares do solo (i.e., capilaridade), sempre associada a uma interface curva entre a água e o ar e retenção da água como um filme preso à superfície das partículas do solo (i.e., adsorção) (LIBARDI, 2014).

A adsorção da água no solo pode ser explicada, segundo Libardi (2014), por três principais mecanismos:

- 1) A composição química dos minerais de argila, na superfície do solo, cria um campo elétrico cuja intensidade decresce com a distância da superfície da partícula. As moléculas da água, de natureza dipolar, se orientam nesse campo elétrico, sendo atraídos em direção a superfície dos minerais da argila.
- 2) Os cátions que podem estar adsorvidos na superfície negativamente carregada da argila podem atrair eletronicamente os pares de elétrons não compartilhados do átomo de oxigênio das moléculas de água.
- 3) As moléculas da água podem ser atraídas às superfícies sólidas devido as forças de London-van der Waals, forças de coesão, que são de curto alcance e decrescem rapidamente com a distância da superfície.

Dentre esses dois fenômenos resultantes da interação entre a água e as partículas sólidas, a capilaridade é o mais relevante. A capilaridade, consequência da interação das moléculas da água com a macroestrutura do solo, é resultante da relação entre as forças de coesão e as forças entre a molécula do líquido e uma molécula diferente, como por exemplo, as do solo, chamadas de forças adesivas. Quando as forças adesivas são maiores que as forças de coesão, a água é capaz de se mover entre os poros do solo (LIBARDI, 2014).

Desta forma, o movimento da água nos solos é resultante da interação entre a água e as partículas sólidas (i.e., forças matriciais), como a capilaridade e a adsorção, havendo ainda resultantes da presença de solutos (i.e., osmótica) e da presença do campo gravitacional (PREVEDELLO, 1996).

A força osmótica ocorre quando a água do solo é sujeita a sucção que surge da presença de solutos que criam a pressão osmótica. Nesse caso, a água se desloca das regiões com soluções menos concentradas para as mais concentradas. Comparada com a matricial, a sucção osmótica é pequena, sendo normalmente desconsiderada.

A força gravitacional ocorre em solos saturados, atuando quando a força de gravidade for maior que a força de coesão.

Quando o solo se encontra não saturado, as forças matriciais dominam o processo de infiltração da água. Com o passar do tempo, essas forças vão se anulando e a força gravitacional passa a ser a principal responsável pelo movimento da água (PREVEDELLO, 1996).

Ao avaliar o comportamento durante a desidratação do solo, verifica-se que à medida que o solo desidrata, o raio do menisco diminui, aumentando a pressão de contato, decorrente da atuação da capilaridade. Esse momento da desidratação ocorre após a entrada de ar no solo. Para desidratações excessivas, no entanto pode ocorrer o desaparecimento do menisco, eliminando seu efeito sobre as tensões interpartículas, resultando em perda de resistência do solo (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

Durante a desidratação do solo há um processo de contração do solo, que cessa nos minerais não expansivos no momento da entrada de ar no solo. No entanto, para minerais expansivos, a perda de umidade gera a necessidade de equilíbrio de energia entre a parte externa e interna do mineral, impactando nas variações volumétricas do solo. Nessa fase é evidente a atuação das forças de adsorção (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2015).

2.3 SUCÇÃO E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO

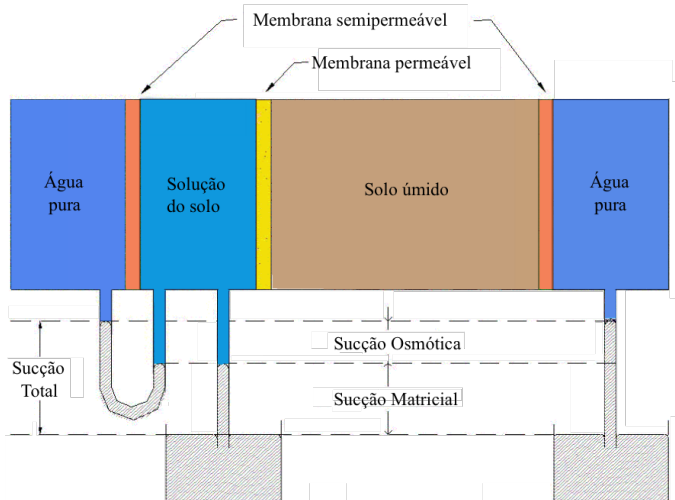
Segundo Briaud (2013), sucção é o potencial que a água tem para alcançar certa tensão na água. Quando a água está sobre pressões menores que a pressão atmosférica seu potencial é negativo, e essa pressão negativa é denominada sucção (HILLEL, 1971). A sucção total (ψ) pode ser dividida em duas componentes principais: sucção matricial e sucção osmótica.

A sucção matricial (ψ_m) é a diferença de pressão entre uma amostra de solo úmido e um reservatório de solução com concentrações iguais de soluto, separados por uma membrana permeável a água e a solutos, aplicada de forma que não haja fluxo através dessa membrana (HILLEIL, 1971). Essa sucção matricial é quantitativamente definida pela diferença entre a poropressão do ar (u_a) e a poropressão da água (u_w).

A sucção osmótica (ψ_o) é a diferença de pressão entre um reservatório com água pura e outro com soluções de concentração iguais a do solo, separados por uma membrana permeável apenas à água.

Desta forma, a sucção total é a diferença de pressão entre uma amostra de solo úmido com determinada concentração de solutos e um reservatório de água pura, separados por uma membrana permeável apenas à água. A Figura 17 apresenta esse conceito de sucção.

Figura 17 - Conceito de sucção total, matricial e osmótica.



FONTE: adaptado de Hillel (1971).

Pode ser notado que essas duas formas de sucção são completamente independentes, uma não exercendo influência sobre a outra. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), ainda que as variações na sucção osmótica apresentem efeito sobre o comportamento mecânico do solo, o efeito dessa variação é pouco significativo quanto ao produzido por uma variação na sucção mátrica. Ainda assim, como a poropressão negativa está diretamente ligada à sucção matricial, o interesse da mecânica dos solos não saturados está voltado para a determinação da sucção matricial (FREDLUND, 2006). Diversas técnicas foram desenvolvidas para medir a sucção em um solo. As principais técnicas para medição da sucção matricial e total estão descritas na Tabela 2.

Tabela 2 - Métodos de medida de sucção matricial e total.

Método	Sucção	Faixa de Medida [kPa]	Tempo de equilíbrio	Referências
Tensiômetro	Matricial	0 a 70	minutos	Stannard (1992) Ridley e Burland (1993) Marinho (1994) ASTM - D3404-91
Placa de sucção	Matricial	0 a 100	horas	Oliveira (2004) Feuerhamel, Gehling e Bica (2006)
Placa de pressão	Matricial	0 a 1.500	horas	Oliveira (2004) ASTM - D6836-02
Tensiômetro de alta capacidade	Matricial	0 a 1800	minutos	Ridley e Burland (1993) Oliveira (2004) Soto (2004) Oliveira e Marinho (2007)
Psicrômetros	Total	100 a 8.000	minutos	Spanner (1951) Dimos (1991) ASTM - D6836-02 ASTM - E337
Papel filtro (com contato)	Matricial	30 a 30.000	7 dias	Chandler e Gutierrez (1986) Marinho (1994 e 1995) Soto (2004) Marinho e Oliveira (2006) ASTM - D5298-10
Papel filtro (sem contato)	Total	400 a 30.000	7 a 14 dias	Chandler e Gutierrez (1986) Marinho (1994) Soto (2004) ASTM - D5298-10

FONTE: adaptado de Marinho (1994); Vilar (2002 apud Silva, 2005); Briaud (2013).

Dentre esses métodos para determinação da sucção, neste trabalho será dado foco para o método do papel filtro com contato.

2.3.1 Papel filtro com contato

Medidas de sucção utilizando papel filtro como sensor indireto foram realizadas inicialmente por Gardner (1937). Posteriormente, autores estudaram o uso dessa técnica para medidas de sucção matricial.

Para obter a sucção matricial utilizando o método do papel filtro, é necessário que a transferência da água do solo para o papel filtro seja feita através da capilaridade. Para isso, o papel filtro deve estar em contato com o solo (MARINHO, 1995). Por outro lado, Leong, He e Rahardjo (2002) verificaram que, independente do contato do solo com o papel filtro, para valores de sucção superiores a 1.000 kPa, o método mede sucção total. Isso é decorrente da predominância de transferência de água entre o solo e o papel por meio de vapor. O equilíbrio alcançado entre a umidade do solo e o papel filtro determina, de forma indireta, a sucção do solo.

O método, padronizado pela norma D5298-10 (ASTM, 2010), consiste em colocar um papel filtro em contato com a amostra de solo, em um recipiente hermeticamente fechado, por um período suficiente, até que a água do solo, do papel filtro e do ar no interior do recipiente atinja o equilíbrio. Segundo Leong, He e Rahardjo (2002), sete dias é considerado suficiente para garantir esse equilíbrio. O potencial mátrico é inferido a partir de uma curva de calibração que relaciona essa sucção e o teor de umidade final do papel filtro.

O papel filtro mais utilizado em pesquisas de medição da sucção é o Whatman n°42, cuja calibração mais divulgada é de Chandler et al. (1992), que determina os valores de sucção a partir do teor de umidade do papel filtro, como apresentado nas Equações 1 e 2:

$$\text{Para umidade do papel filtro} > 47\% \quad \psi = 10^{[6,05 - 2,4800 \cdot \log(w)]} \quad (1)$$

$$\text{Para umidade do papel filtro} \leq 47\% \quad \psi = 10^{[4,84 - 0,0622 \cdot w]} \quad (2)$$

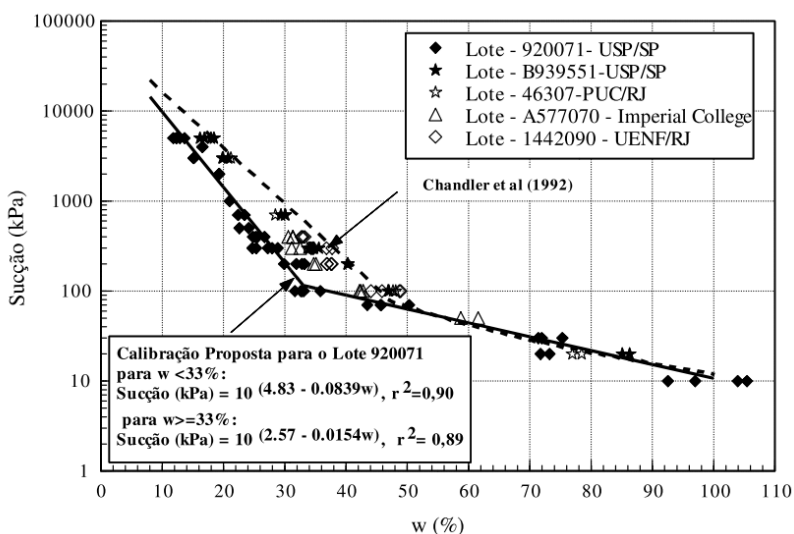
onde, ψ é a sucção a ser determinada em [kPa] e w é o teor de umidade do papel filtro em [%].

Essa curva de calibração é considerada como única. Oliveira (2004) e Marinho e Oliveira (2006) mostraram discrepância dos dados de sucção medidos e a curva de calibração tradicional encontrada na literatura em um lote específico do papel filtro Whatman n°42,

sugerindo verificação da curva de calibração, antes de aplicar o método do papel filtro.

A Figura 18 apresenta valores experimentais dos ensaios realizados por Oliveira (2004) em papéis-filtros Whatman nº42 de lotes diferentes, fornecidos por universidades, a calibração encontrada para um dos lotes e a calibração de Chandler et al. (1992).

Figura 18 - Valores experimentais de diferentes lotes do papel filtro Whatman nº42.



FONTE: Oliveira (2004).

Além da influência da curva de calibração do papel filtro nos resultados, a precisão do método está diretamente relacionada com a determinação da umidade do papel filtro, sendo que a variação na quarta casa decimal de grama durante a pesagem pode levar a diferenças de 50 kPa no valor da sucção (MARTINEZ, 2003). Outros aspectos citados por Bicalho et al. (2007), que influenciam na confiabilidade das medições são: variação de temperatura, tempo de equilíbrio, contato entre papel filtro e amostra, manuseio e exposição ao ambiente.

Dito isto, Gomes (2007) afirma que o aumento do tempo de exposição do papel filtro ao solo diminui a tendência de majorar as aferições da sucção. Tendência essa, relacionada a deficiência do contato entre o papel e o solo, causadas por irregularidades na superfície ou descontinuidades na face da amostra. Oliveira e Marinho (2015),

apresentam estudos afirmando a necessidade de um período superior a 30 dias de contato entre o papel filtro e a amostra de solo, para sucções muito altas.

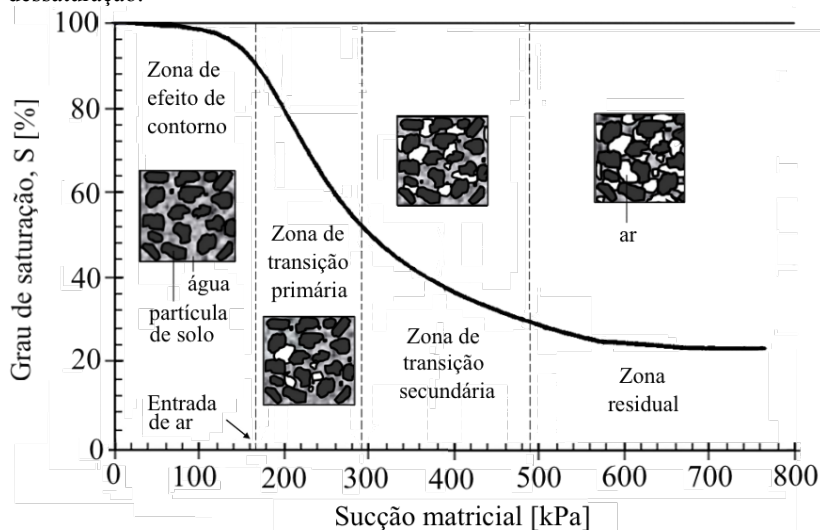
Após a aferição da sucção, para cada estágio do ensaio é determinado a umidade da amostra, obtendo-se desta forma a curva de retenção de água no solo.

2.4 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NOS SOLOS

A curva de retenção de água nos solos, também conhecida como curva característica do solo, relaciona a pressão de sucção do solo com a capacidade de retenção da água nos seus poros. Essa relação é representada pela sucção (matricial ou total), com o teor de umidade, gravimétrico ou volumétrico, ou o grau de saturação.

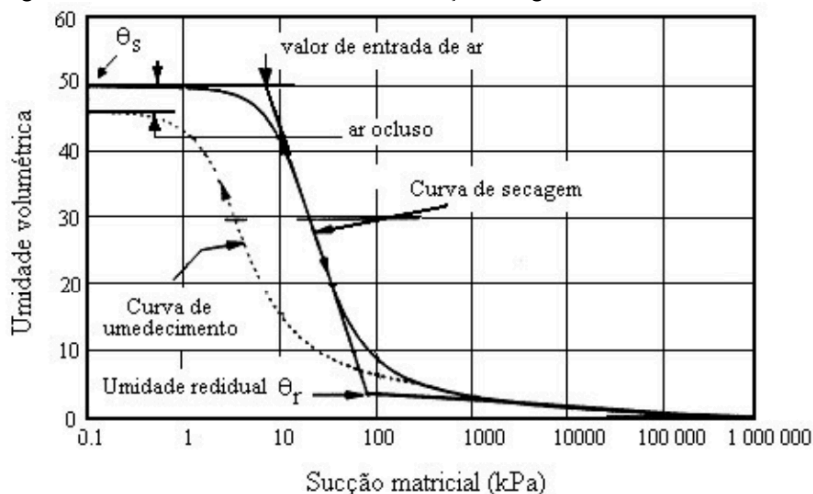
A representação da sucção em função da quantidade de água presente nos poros é realizada em gráficos semi-log, ainda que, para baixos intervalos de sucção, pode ser representada em escala linear (OLIVEIRA, 2004). As Figuras 18 e 19 apresentam uma curva de retenção de água típica, expressas em função do grau de saturação e da umidade volumétrica, respectivamente.

Figura 19 - Zonas da curva de retenção de água no solo em função da dessaturação.



FONTE: adaptado de Vanapalli et al. (1996).

Figura 20 - Características da curva de retenção de água do solo.



FONTE: Fredlund e Xing (1994).

Quatro regiões distintas de dessaturação podem ser verificadas na Figura 19. Para cada região, a água se encontra no interior do solo em diferentes condições. Na primeira região, zona a de efeito de contorno, o solo está saturado, preenchido por água, podendo haver ar ocluso. Na região de transição, dividida em duas zonas, ocorre intensa dessaturação, entrando ar na amostra até atingir a zona residual.

Desta curva, diversas propriedades podem ser analisadas. Dentre elas, alguns elementos principais que a compreendem: a umidade de saturação (θ_s), o ponto de entrada de ar e a umidade residual (θ_r), apresentados na Figura 20. Ao atingir a sucção correspondente a entrada de ar, o solo deixa de estar saturado, embora já apresentando pressões d'água negativas. Este ponto é definido como entrada de ar generalizada, visto que o início da dessaturação ocorre para valores de sucção menores, graficamente identificado quando a curva de retenção se afasta da reta horizontal ($y = \theta_s$). A umidade residual refere-se ao valor de sucção, cujo aumento, não acarreta em redução da umidade do solo.

Além desses elementos, a curva de retenção pode apresentar histerese (i.e., um atraso na evolução de um fenômeno físico com relação a outro) entre os fenômenos de secagem e umedecimento. Esses dois procedimentos são utilizados para determinação da curva de retenção de água no solo. Quando saturado o corpo de prova, procede-se

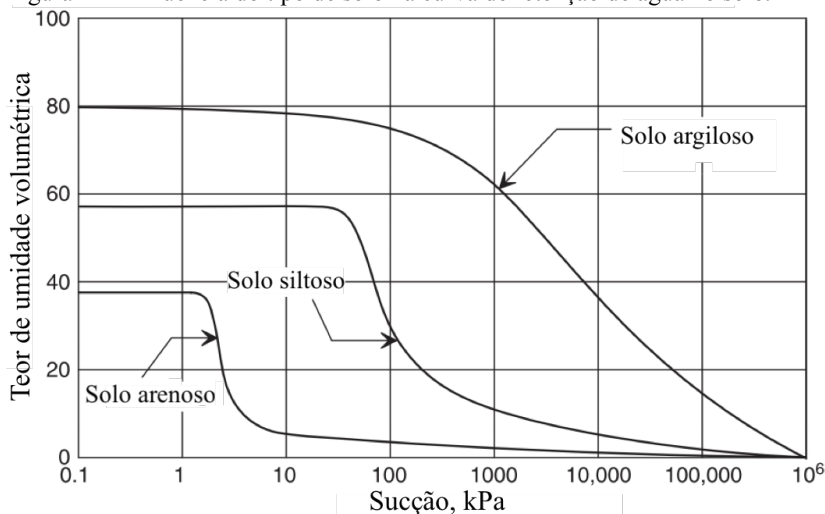
a secagem, do contrário, procede-se o umedecimento. Esse fenômeno, segundo Oliveira (2004), é influenciado principalmente pela variação da estrutura do corpo de prova durante a secagem e a formação de ar ocluso durante o umedecimento.

Diversos outros fatores interferem na forma da curva de retenção de água: tipo de solo, umidade de moldagem e história de tensão.

2.4.1 Tipo de solo

O tipo de solo influencia no valor de entrada de ar e na inclinação da curva de retenção. Para os solos arenosos, os poros são relativamente grandes e a uma dada sucção matricial a maior parte dos poros se esvazia e poucos retêm água. Já nos solos argilosos, a distribuição de poros é mais uniforme, drenando a água em parcelas a cada sucção imposta (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012). A Figura 21 apresenta a influência do tipo do solo na curva de retenção de água no solo.

Figura 21 - Influência do tipo de solo na curva de retenção de água no solo.



FONTE: adaptado de Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

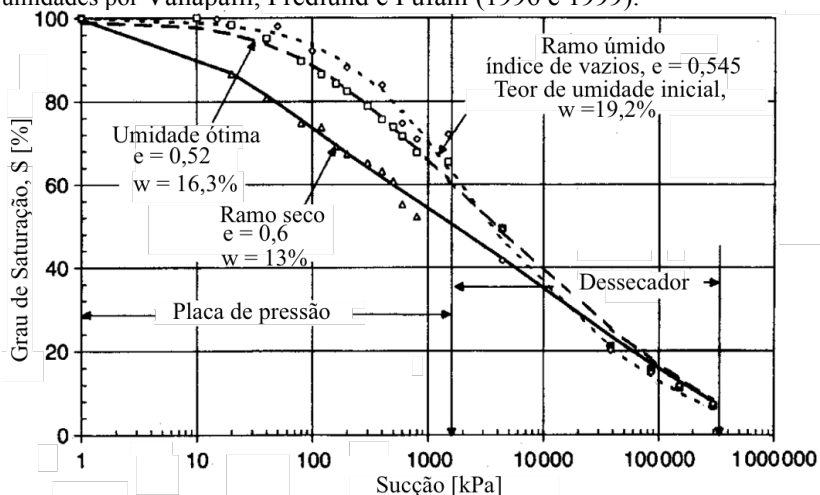
A redução no tamanho do grão conduz a um aumento no valor de entrada de ar e a uma suavização da curva característica. Solos mais finos necessitam de maior sucção para o início da dessaturação, apresentando elevada retenção de água. Quanto mais fina a

granulometria do material, menos determinado é o estágio residual. Por outro lado, os solos de granulometria mais grossiera apresentam menor valor de entrada de ar e um início do estágio residual bem definido.

2.4.2 Umidade de moldagem

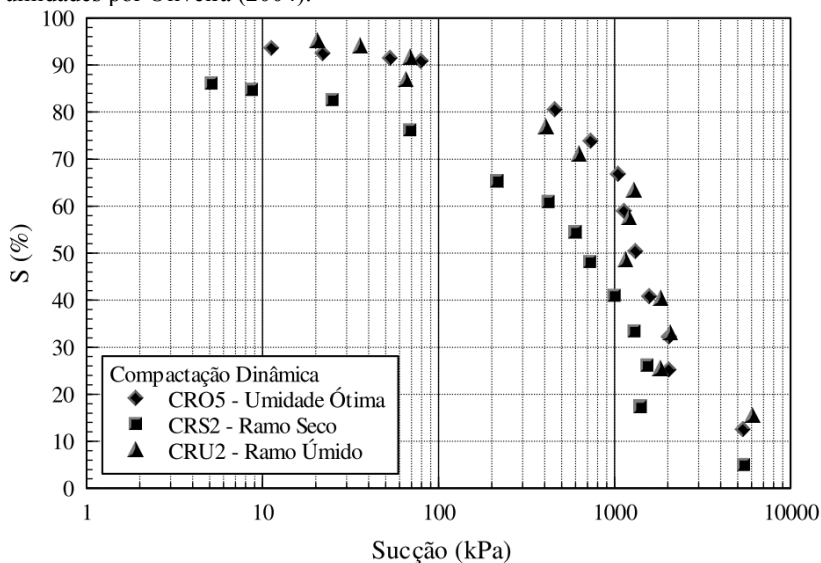
A umidade inicial de moldagem da amostra mostra considerável influência na estrutura resultante do solo. Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996 e 1999) e Oliveira (2004) estudaram diferentes estruturas dos solos compactados em três condições de moldagem da curva de compactação (i.e., ramo seco, umidade ótima e ramo úmido), mostrando a sua influência na curva de retenção. Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996 e 1999) estudaram um solo argilo arenoso, obtendo as curvas de retenção apresentadas na Figura 22. Oliveira (2004) estudou um solo residual de gnaiss, obtendo as curvas de retenção apresentadas na Figura 23.

Figura 22 - Curvas de retenção obtidas por amostras compactadas em diferentes umidades por Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996 e 1999).



FONTE: adaptado de Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999).

Figura 23 - Curva de retenção obtida por amostras compactadas em diferentes umidades por Oliveira (2004).

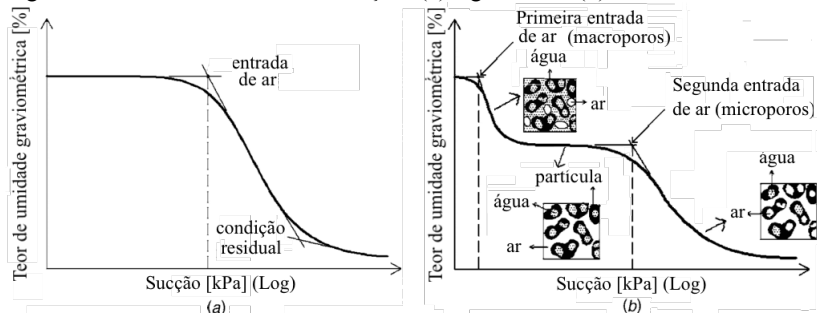


FONTE: Oliveira (2004).

Para ambos os estudos, verifica-se que as curvas de retenção obtidas dos corpos de prova moldados nas condições da umidade ótima e no ramo úmido são semelhantes entre si. Porém, a curva de retenção determinada para as condições de moldagem no ramo seco apresentou, em relação às curvas anteriores, um valor menor de sucção de entrada de ar. Diferença essa decorrente da formação da macroestrutura em solos argilosos compactados no ramo seco, que controla a dessaturação inicial.

A representação do solo com uma macroestrutura e microestrutura bem definidas é realizada num comportamento bimodal na curva de retenção (e.g., Camapum de Carvalho e Leroueil, 2004; Oliveira, 2004; Feuerharmel, Gehling e Bica, 2006; Galindo et al., 2012). A Figura 24 apresenta a forma bimodal da curva de retenção.

Figura 24 - Forma da curva de retenção: (a) sigmoidal e (b) bimodal.



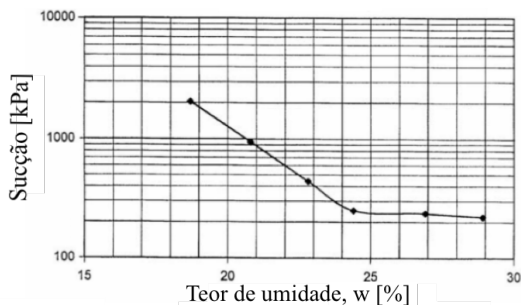
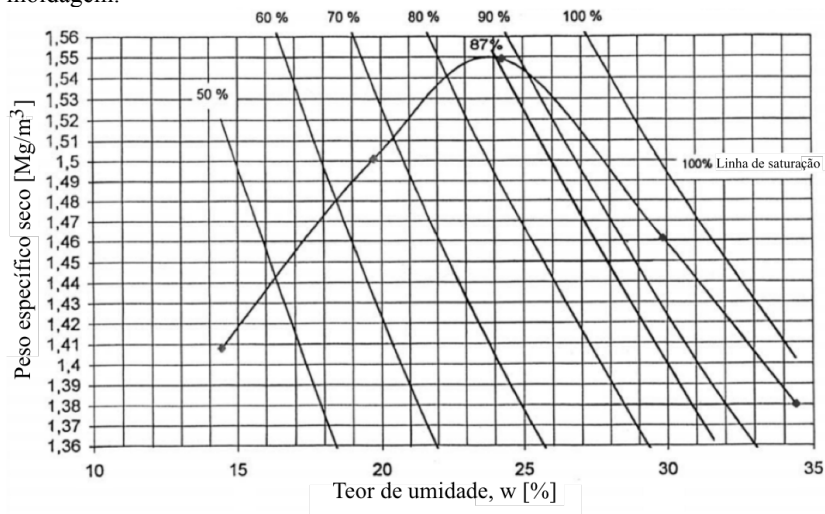
FONTE: adaptado de Feuerharmel, Gehling e Bica (2006).

Os solos com distribuição bimodal de poros apresentam dois pontos de entrada de ar. O primeiro ocorre nos macroporos, para baixas sucções, e quando atingido há uma redução significativa do teor de umidade para pequenos aumentos de sucções, até atingir o término de entrada de ar nos macroporos. Nesse momento o aumento da sucção não acarreta grandes variações no teor de umidade até a segunda entrada de ar, entrada de ar nos microporos (FEUERHARMEL; GEHLING; BICA, 2006).

Ademais, Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999), Oliveira (2004) e Calle (2013) verificaram que sob valores elevados de sucção as curvas de retenção, para os corpos de prova moldados sob diferentes condições, aparentam ser aproximadamente a mesma, indicando que para altos intervalos de sucção a estrutura do solo não influencia sobre o comportamento da curva.

Cokca, Erol e Armangil (2004) ao estudarem o comportamento da sucção em função do teor de umidade de moldagem de uma argila, verificaram que, ao atingir a umidade ótima, o seu comportamento se equivale a do solo saturado. A Figura 25 apresenta a curva de compactação segundo a energia Proctor normal e o gráfico que relaciona sucção com o teor de umidade de moldagem.

Figura 25 - Comportamento de uma argila segundo o teor de umidade inicial de moldagem.

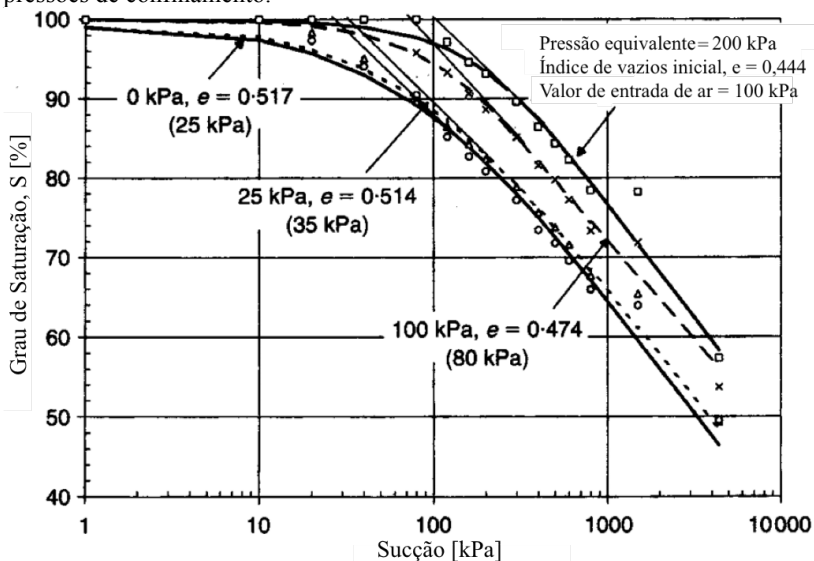


FONTE: Cokca, Erol e Armangil (2004).

2.4.3 História de tensão

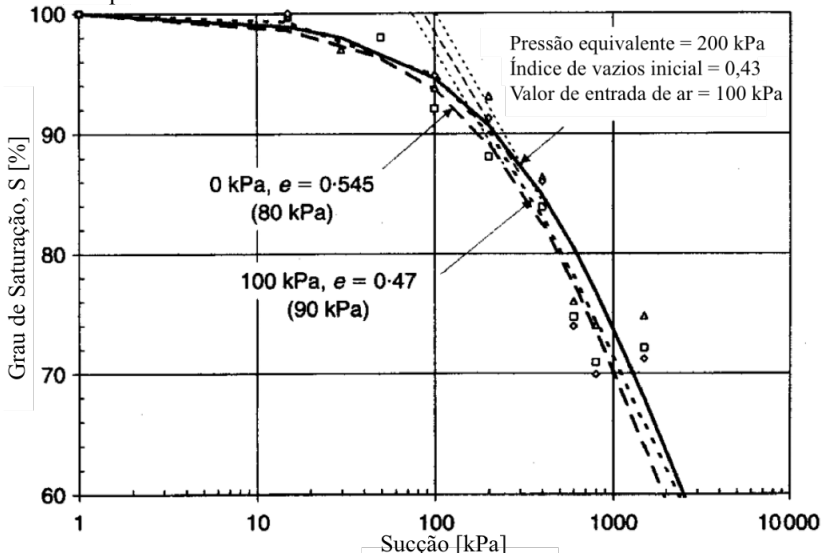
A influência da história de tensão na curva de retenção está também relacionada a alterações na estrutura. Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999) avaliaram este comportamento para solo argilo arenoso compactados sob diferentes pressões de confinamento no ramo seco e úmido, obtendo os resultados apresentados nas Figuras 25 e 26, respectivamente. Verificando que o histórico de tensão na curva de retenção exerce influência considerável quando o solo é inicialmente compactado com teor de umidade no ramo seco, porém pouca influência quando compactado no ramo úmido.

Figura 26 - Curva de retenção do solo compactado no ramo seco sob diferentes pressões de confinamento.



FONTE: adaptado de Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999).

Figura 27 - Curva de retenção do solo compactado no ramo úmido sob diferentes pressões de confinamento.



FONTE: adaptado de Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999).

Para o solo moldado no ramo seco, a condução de diferentes tensões de pré-adensamento leva a distintos valores de entrada de ar. Para tensões maiores, maiores são os valores de entrada de ar na amostra.

2.4.4 Modelagens para a curva de retenção

Visto isso, pode ser observado que a curva de retenção de água no solo proporciona um *link* entre teoria, comportamento e propriedades do material (BARBOUR, 1998).

Perante a sua importância e segundo seu comportamento sigmoidal, diversas proposições empíricas foram sugeridas para simular o comportamento dessa curva característica do solo. A Tabela 3 apresenta uma relação das principais modelagens.

Tabela 3 - Principais equações que modelam a curva de retenção de água no solo.

Referência	Equação
Gardner (1958)	$\Theta = \frac{1}{1 + \psi_b \cdot \psi^{n'}}$ $\Theta = \frac{\theta}{\theta_s}$
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^\lambda$ $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$
van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha \cdot \psi)^n} \right]^m$ $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$
Fredlund e Xing (1994)	$\Theta = C(\psi) \cdot \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m$ $\Theta = \frac{\theta}{\theta_s}$ $C(\psi) = 1 - \frac{\ln [1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln [1 + (10^6/\psi_r)]}$

Pham e Fredlund (2006)	$\theta_1 = \theta_u - S_1 \cdot \log(\psi)$	$1 \leq \psi \leq \psi_b$
	$\theta_2 = \theta_b - S_2 \cdot \log\left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)$	$\psi_b \leq \psi \leq \psi_r$
	$\theta_3 = S_3 \cdot \log\left(\frac{10^6}{\psi}\right)$	$\psi_r \leq \psi \leq 10^6$

FONTE: O autor.

onde, θ é o teor de umidade volumétrico normalizado, θ é o teor de umidade volumétrico qualquer, θ_b é o teor de umidade volumétrico correspondente a entrada de ar na amostra, θ_r é o teor de umidade volumétrico residual, θ_s é o teor de umidade volumétrico na saturação, θ_u é o teor de umidade volumétrico correspondente a uma sucção de 1 kPa, ψ é a sucção, ψ_b é a sucção de entrada de ar, ψ_r é a sucção residual, n' é a inclinação do ponto de inflexão da curva de retenção, λ, α, a, m e n são parâmetros de ajuste e S_1, S_2 e S_3 são as inclinações das linhas para cada uma das três zonas da curva de retenção.

Segundo Gerscovich e Sayão (2002), os pontos experimentais de curvas de retenção de água em solos residuais brasileiros são melhor ajustados pelas equações propostas por Gardner (1958), van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). Para essa pesquisa optou-se utilizar a equação proposta por van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994), que são uma das mais aplicadas, provendo a curva de retenção de água nos solos para sucções na faixa de 0 a 10^6 kPa.

Ambas as equações estudadas se baseiam na distribuição de tamanho dos poros (i.e., a dessaturação é uma função da distribuição do tamanho dos poros). Assim, o solo pode ser considerado como um conjunto de poros interligados que são distribuídos de forma aleatória.

Perante a bagagem de informações fornecidas pela curva de retenção e a dificuldade de executar ensaios não saturados, essa curva é uma importante ferramenta para obter as propriedades de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica dos solos não saturados.

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Das (2011) descreve resistência ao cisalhamento como sendo a “resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior”. O seu conhecimento é imprescindível para analisar a

capacidade de carga do solo, estabilidade de taludes, estruturas de contenção de terra e subleito de pavimentação.

Para o caso de solos não saturados, há um significativo aumento da capacidade de carga de um solo e do fator de segurança de um talude em função da contribuição da sucção do solo na resistência ao cisalhamento (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012). Mesmo que para um projeto e análise de encostas e taludes a condição saturada apresente uma condição mais conservadora, em muitas situações a condição não saturada é que mantém a encosta ou o talude estável. Sendo assim, o conhecimento da contribuição da sucção para a resistência é necessário e prudente para se realizar um diagnóstico e intervenção adequado (MARINHO, 2013).

Segundo Gan e Fredlund (1996) a contribuição da sucção para a resistência é um fenômeno de atrito, em que a resistência aumenta com o aumento da tensão normal entre as partículas, que por sua vez ocorre devido ao aumento da sucção.

Teorias de resistência ao cisalhamento para solos não saturados têm sido propostas como uma extensão dos conceitos e das equações matemáticas utilizadas em solos saturados (e.g., critério de Mohr-Coulomb). Diversas tentativas para se obter uma equação para tensões efetivas em solos não saturados foram estudadas. Devido à complexidade do problema, por relacionar ar, água e solo no sistema, não era razoável utilizar uma única variável de estado de tensão para representar a contribuição da tensão total e da sucção na tensão efetiva.

Bishop (1959), contornando essa dificuldade, propôs uma equação para tensões efetivas, representada pela Equação 3:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (3)$$

onde, σ' é a tensão efetiva, σ é a tensão total normal, u_a é a poropressão do ar, $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial e χ é o parâmetro de tensão efetiva em função do grau de saturação. Esse parâmetro equivale a 1 para o solo na condição saturada e zero quando totalmente seco. Porém, autores constataram que esse parâmetro depende de diversos fatores, como histórico de tensões, estrutura dos solos e histerese (e.g., Escario e Sáez, 1986).

Para a qual, aplicando o critério de Mohr-Coulomb, determina-se a resistência ao cisalhamento em solos não saturados a partir da Equação 4:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (4)$$

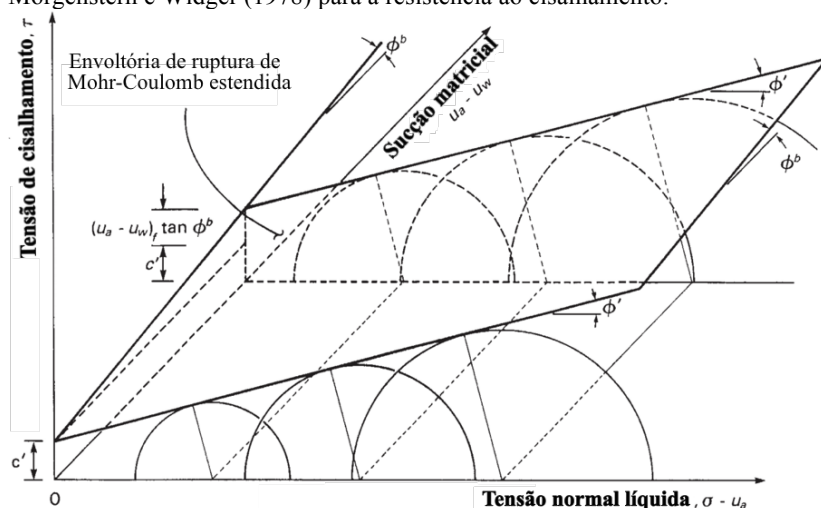
Diante da dificuldade de definir uma equação para tensões efetivas em solos não saturados, Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) propuseram escrever resistência ao cisalhamento de um solo em condições não saturadas em termos de estados de tensões, como expresso na Equação 5:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (5)$$

onde, c' é a coesão efetiva, $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida no plano da ruptura, u_a é a poropressão do ar, u_w é a poropressão da água, $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo e ϕ^b é a razão do incremento da resistência com a sucção. Observando que essa equação apresenta duas variáveis de tensões $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ para expressar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado.

A Figura 28 apresenta a representação da equação proposta por Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) para a resistência ao cisalhamento, que pode ser representada de forma gráfica tridimensionalmente pelos eixos tensão normal líquida, resistência ao cisalhamento e sucção matricial.

Figura 28 - Representação gráfica da equação proposta por Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) para a resistência ao cisalhamento.

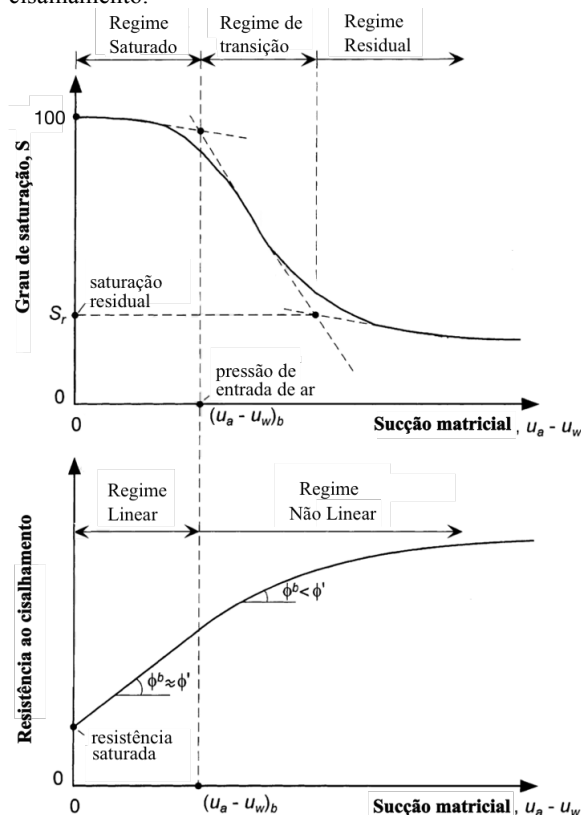


FONTE: Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Diante desta equação, verifica-se representação linear para a equação da resistência ao cisalhamento, definindo um plano de ruptura. Diversos autores, segundo ensaios triaxiais, mostraram um comportamento não linear para a envoltória de ruptura (e.g., Escario e Sáez, 1986; Escario e Juca (1989); Fredlund, Rahardjo e Gan, 1987; Vanapalli, Fredlund e Pufahl, 1996; Oliveira, 2004; Marinho et al., 2013; Kühn e Gitirana, 2014; Oliveira e Marinho, 2015). Observando que a resistência ao cisalhamento aumenta a uma taxa alta para sucções baixas, e com o acréscimo da sucção, essa taxa reduz ou se mantém constante.

A Figura 29 apresenta a relação entre a curva de retenção de água no solo e a resistência ao cisalhamento em função da sucção.

Figura 29 - Relação entre curva de retenção de água no solo e resistência ao cisalhamento.

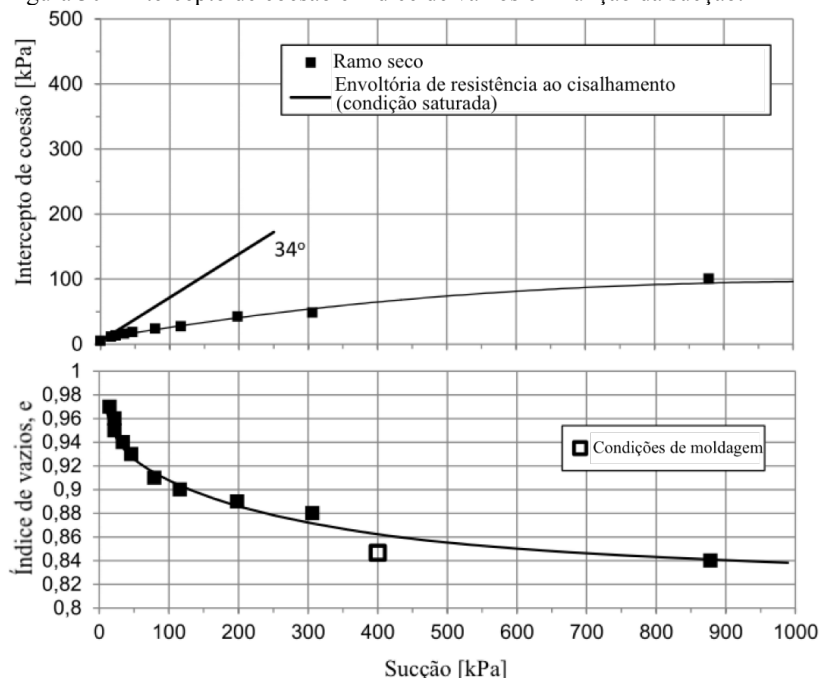


FONTE: adaptado de Vanapalli et al. (1996).

Enquanto o solo se mantém saturado, mesmo apresentando sucção, o princípio de tensões efetivas de Terzaghi é válido. A perda de água pode levar a dessaturação (i.e., ponto de entrada de ar generalizada) e a partir deste ponto a variação de resistência devido ao aumento da sucção não corresponde ao mesmo efeito que a variação da tensão confinante efetiva (MARINHO, 2013).

Oliveira e Marinho (2015) ao estudarem um solo residual de gnaisses compactado determinaram três intervalos do comportamento da resistência ao cisalhamento em função da sucção. A Figura 30 apresenta o intercepto de coesão, correspondente a intercessão da superfície de ruptura com o plano tensão cisalhante *versus* sucção como apresentado na Figura 28, e o índice de vazios em função da sucção para a condição de moldagem na umidade ótima.

Figura 30 - Intercepto de coesão e índice de vazios em função da sucção.



FONTE: adaptado de Oliveira e Marinho (2015).

O primeiro intervalo observado, de 0 a 50 kPa, é linear com inclinação equivalente ao ângulo de atrito efetivo ($\phi^b = \phi'$), indicando que a sucção é tão eficaz quanto a tensão efetiva de confinamento no

aumento da resistência. Segundo a curva de retenção, esse primeiro intervalo corresponde ao momento de início da dessaturação do corpo de prova. Após esse intervalo, um comportamento não linear e com taxa de crescimento inferior ao ângulo de atrito efetivo ($\phi^b < \phi'$) é observado até sucções de 1.000 kPa. Posteriormente, a sucção não exerce mais influência na resistência ($\phi^b = 0$), momento no qual o aumento da sucção não produz redução do índice de vazios (i.e., variação do volume) do corpo de prova.

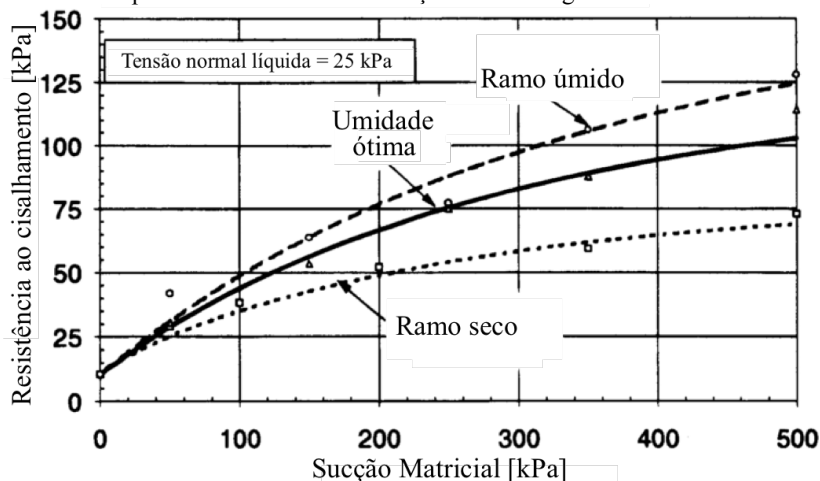
A influência da sucção no ângulo de atrito efetivo do solo é muito estudada. Vanapalli (1994) e Karube (1988) verificaram a independência do ângulo de atrito efetivo do solo em relação a sucção para valores entre 0 e 500 kPa. Fredlund, Rahardjo e Gan (1987), Vanapalli et al. (1996) e Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012), afirmam que a máxima sucção do ajuste linear corresponde entrada de ar generalizada.

Oliveira (2004), ao estudar um solo residual de gnaiss compactado na umidade ótima, apresentou um ajuste linear e de potência para resistência ao cisalhamento em função da sucção, concluindo que, para o solo estudado, a máxima sucção do ajuste linear corresponde ao início da dessaturação dos corpos de prova, e não da entrada de ar generalizada.

Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996), assim como Oliveira (2004), afirmam que o comportamento da resistência ao cisalhamento com a sucção é relacionado com a taxa de dessaturação do solo, que depende da condição do teor de umidade inicial de moldagem do corpo de prova. Resultado da estrutura do solo formada decorrente da condição inicial de moldagem, que governa a característica do fluxo e armazenamento da água no solo ao variar a sucção.

A Figura 31 apresenta o comportamento da relação a resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial do solo argilo arenoso compactado inicialmente no teor de umidade no ramo seco, ótimo e úmido, estudado por Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996). Dessa figura, pode ser observado que, para um determinado nível de tensão normal líquida, solos inicialmente compactados no ramo seco atinge resistências inferiores aos corpos de prova compactados no teor de umidade ótimo e no ramo úmido.

Figura 31 - Comportamento da resistência ao cisalhamento de um solo argilo arenoso compactado em diferentes condições de moldagem.

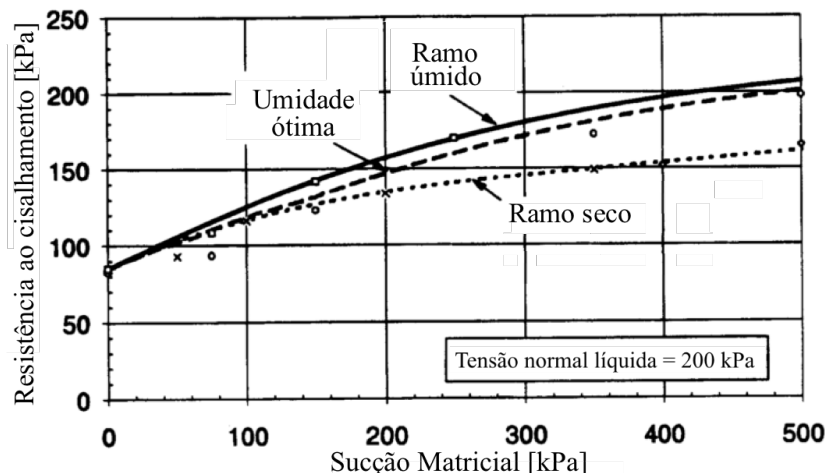


FONTE: adaptado de Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996).

Isso ocorre, pois, o solo compactado no ramo seco dessatura mais rapidamente que compactado na umidade ótima e no ramo úmido. Solos compactados na umidade ótima e no ramo úmido apresentam maior área molhada de contato entre agregados, sendo mais efetivo a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento (VANAPALLI; FREDLUND; PUFAHL, 1996).

O mesmo ocorre para corpos de prova consolidados a altas pressões, porém, o comportamento do solo compactado inicialmente na umidade ótima e no ramo úmido são similares, como apresentado na Figura 32.

Figura 32 - Comportamento da resistência ao cisalhamento de um solo argilo arenoso compactado em diferentes condições de moldagem sob alta pressão de confinamento.



FONTE: adaptado de Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996).

Ao avaliar o comportamento da resistência ao cisalhamento não saturado de um solo tropical laterítico compactado na umidade ótima e na condição indeformada, Fagundes e Rodrigues (2015) verificaram comportamento hiperbólico da resistência em função da sucção para ambos os casos, porém a resistência obtida pelo solo compactado foi superior a obtida com a estrutura do campo.

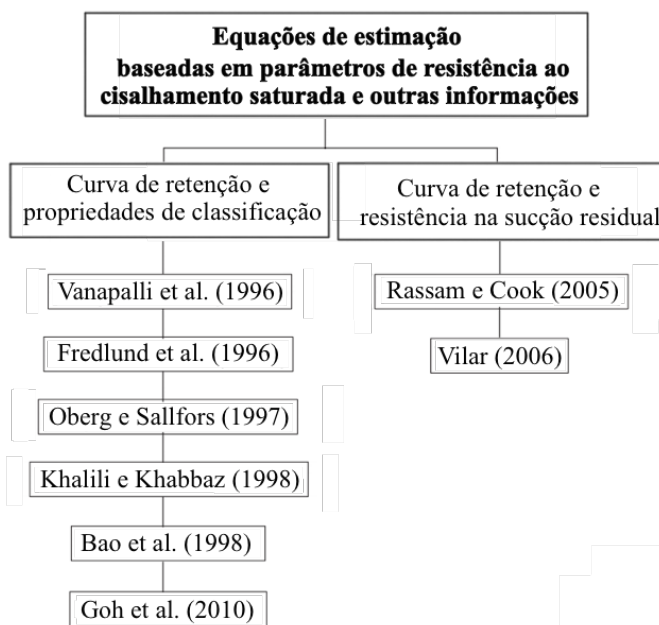
Observando estudos relacionados a resistência ao cisalhamento para solos não saturados, propriedades importantes derivaram da relação entre sucção e resistência ao cisalhamento:

- Para o mesmo estado de tensão líquida, o acréscimo na sucção matricial resulta em um acréscimo na resistência ao cisalhamento;
- Para sucção constante, o acréscimo na tensão normal líquida resulta em um acréscimo na resistência ao cisalhamento;
- A relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção é não linear. A resistência ao cisalhamento aumenta a uma taxa alta para sucções baixas, e com o acréscimo da sucção, essa taxa reduz.

Considerando essas características, observa-se que a resistência ao cisalhamento para solos em condições não saturadas apresenta uma relação com grau de saturação do solo. Assim, inúmeros autores têm proposto equações para representar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado relacionadas a curva de retenção de água do solo, visto que a determinação experimental da resistência ao cisalhamento de um solo na condição não saturada é geralmente difícil, relativamente caro e demanda tempo. Uma descrição desses métodos pode ser encontrada em Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

O fluxograma apresentado na Figura 33 exhibe autores que propuseram equações para estimar a resistência ao cisalhamento baseados na curva de retenção de água no solo, parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado e outras propriedades dos solo.

Figura 33 - Equações para estimar resistência ao cisalhamento de solos não saturados.



FONTE: adaptado de Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Neste trabalho, será dada ênfase aos modelos propostos por Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006), que são os modelos mais estudados em literaturas.

2.5.1 Modelos de previsão da resistência ao cisalhamento

Os modelos propostos por Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006) estão apresentados a seguir. Para ambos modelos, os parâmetros efetivos do solo, obtidos de ensaios triaxiais ou cisalhamento direto em condição saturada, são necessários. O modelo proposto por Vanapalli et al. (1996) utiliza a curva de retenção plena, enquanto o modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998), utiliza apenas o valor da sucção referente à entrada de ar. Por outro lado, Vilar (2006) não utiliza dados da curva de retenção para sua aplicação, porém a resistência de uma amostra com sucção controlada é exigida.

Os modelos de Vanapalli et al. (1996) e Vilar (2006), baseiam-se na proposta de Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) para representar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado. Enquanto, Khalili e Khabbaz (1998) baseiam-se na equação de tensões efetivas de solos em condições não saturadas proposta por Bishop (1959).

2.5.1.1 Modelo de Vanapalli et al. (1996)

O modelo de Vanapalli et al. (1996), concebido a partir da equação de Fredlund, Morgenstern e Widger (1978), pode ser aplicado de duas maneiras. A primeira delas é em função do grau de saturação (S) e o grau de saturação residual (S_r), expressa pela Equação 6:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan\phi' \cdot \frac{S - S_r}{100 - S_r} \quad (6)$$

A segunda maneira de aplicação do método de Vanapalli et al. (1996), envolvendo o teor de umidade normalizado e um parâmetro de ajuste, é expressa pela Equação 7:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + [(u_a - u_w) \cdot \Theta^\kappa \cdot \tan\phi'] \quad (7)$$

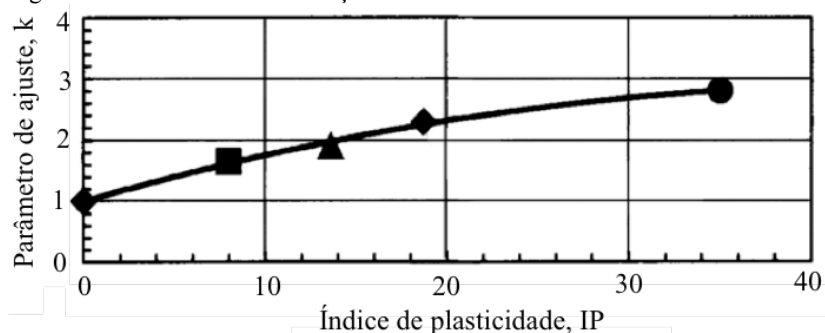
onde, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito interno, $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal, $(u_a - u_w)$ é a sucção, κ é o parâmetro de correlação e Θ é a umidade volumétrica normalizada, definida pela razão entre a umidade volumétrica (θ) e a umidade volumétrica de saturação (θ_s) estimadas pela curva de retenção ajustada.

Tanto a coesão efetiva, quanto o ângulo de atrito interno efetivo são considerados constantes e podem ser obtidos por ensaios triaxiais ou

de cisalhamento direto em condição saturada. Para a Equação 6, o grau de saturação residual, é obtido da curva de retenção. A determinação desse parâmetro de entrada pode apresentar alguma dificuldade (e.g., Martinez, 2003), em vista da influência do tipo de solo na forma da curva de retenção (i.e., solos com granulometria muito fina tendem a não apresentar um estado residual de dessaturação bem definido).

Para a Equação 7, o parâmetro de correlação κ , segundo Vanapalli e Fredlund (2000), é influenciado pelo índice de plasticidade (IP), estrutura do solo e o tipo de compactação, propondo uma relação uma correlação com o índice de plasticidade, indicado na Figura 34.

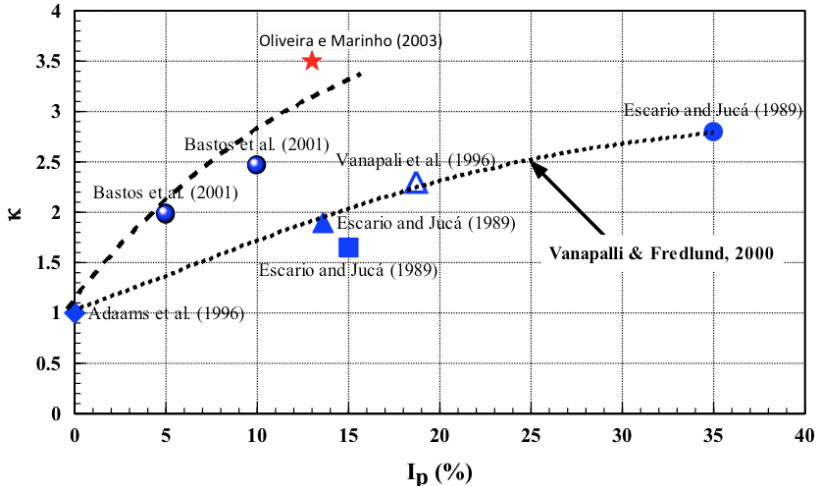
Figura 34 - Parâmetro de correlação κ .



FONTE: adaptado de Vanapalli e Fredlund (2000).

Outros autores, como Bastos, Gehling e Bica (2001), que estudaram amostras não modificadas de solo laterítico e um solo residual de granito, e Oliveira e Marinho (2003), que pesquisaram um solo residual de gnaiss, verificaram esse parâmetro de correlação. Oliveira e Marinho (2004) copilaram esses dados e conferiram que solos com plasticidade abaixo da linha A do gráfico de plasticidade de Casagrande não apresentam a mesma relação entre κ e IP, que para os solos acima da linha A. A Figura 35 apresenta a relação entre κ e índice de plasticidade para diferentes solos.

Figura 35 - Relação entre κ e o índice de plasticidade para diferentes tipos de solo.



FONTE: adaptado de Oliveira e Marinho (2003).

2.5.1.2 Modelo de Khalili e Khabbaz (1998)

O modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998), baseia-se na Equação 8 para expressar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em função da sucção matricial:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)]. \tan \phi' \quad (8)$$

onde, χ é um parâmetro de tensão efetiva determinado segundo a diferença entre a Equação 8 e a resistência ao cisalhamento na saturação, dada pela Equação 9:

$$\tau_0 = c' + (\sigma - u_a). \tan \phi' \quad (9)$$

Essa diferença representa o acréscimo de resistência atribuído a sucção matricial, apresentada pela Equação 10, podendo ser determinado χ experimentalmente segundo a Equação 11:

$$\tau - \tau_0 = \chi(u_a - u_w). \tan \phi' \quad (10)$$

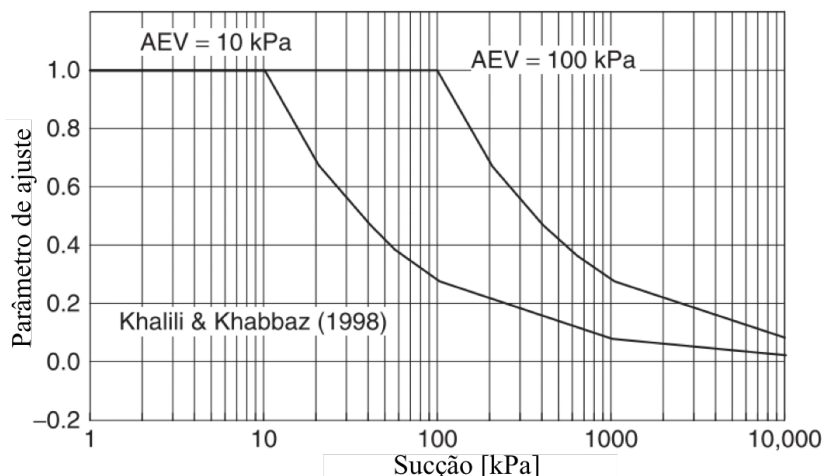
$$\chi = \frac{\tau - \tau_0}{(u_a - u_w) \cdot \tan \phi'} \quad (11)$$

Khalil e Khabbaz (1998), a fim de tornar a equação uma previsão da resistência (i.e., sem o uso de dados experimentais de resistência), analisaram 14 casos publicados na literatura e determinaram uma relação para χ em função da sucção, com coeficiente de correlação igual a 0,94 e erro de 10%, como sendo a razão da sucção pela sucção correspondente a entrada de ar, a uma potencia de -0,55, expressa na Equação 12:

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (12)$$

A Figura 36 apresenta um gráfico do parâmetro de ajuste χ em relação sucção do solo para dois valores de entrada de ar, 10 e 100 kPa. O valor de χ é igual a 1,0 para resistências ao cisalhamento até o valor de sucção correspondente a entrada de ar, diminuindo a um expoente de -0,55 sem qualquer influência da sucção residual. A taxa de redução do parâmetro χ é apenas influenciada pelo valor de entrada de ar do solo (FREDLUND; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Figura 36 - Parâmetro χ de ajuste em função da sucção correspondente aos valores de entrada de ar de 10 e 100 kPa.

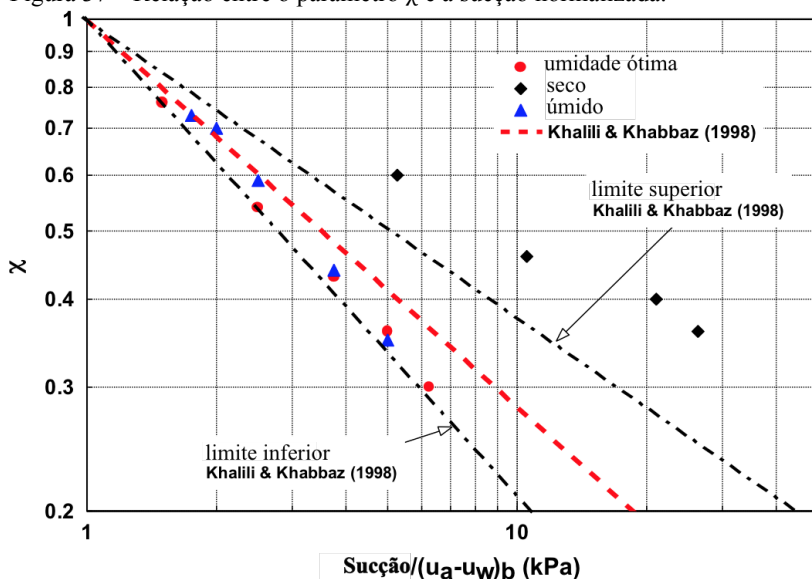


FONTE: adaptado de Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012).

Oliveira (2004) verificou, para o solo residual de gnaiss moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido, que a sucção de entrada de ar para a aplicabilidade do modelo é a referente ao início da dessaturação do corpo de prova e não a correspondente a entrada de ar generalizada.

Da mesma forma, Oliveira e Marinho (2003) mostraram que a relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada é sensível a estrutura do solo. O solo compactado inicialmente na umidade ótima e no ramo úmido apresentaram seus dados dentro do intervalo de confiança estipulado por Khalili e Khabbaz (1998), enquanto o solo compactado no ramo seco ficou fora desse intervalo. A Figura 37 apresenta a relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada com o intervalo de confiança de Khalili e Khabbaz (1998) e os dados experimentais de um solo residual de gnaiss estudado por Oliveira e Marinho (2003) moldado nas condições do ramo seco, umidade ótima e ramo úmido da curva de compactação.

Figura 37 – Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada.



FONTE: Oliveira e Marinho (2003).

Ao avaliar o modelo de previsão da resistência de Khalili e Khabbaz (1998) para solos brasileiros, alguns autores não identificaram bom ajuste do modelo aos dados experimentais (e.g., Oliveira, 2004;

Martinez, 2003; Georgetti, 2010), propondo uma nova potência para a função do parâmetro χ . As equações propostas por Oliveira (2004) e Georgetti (2010) estão indicadas na Tabela 4.

Tabela 4 - Equação para o parâmetro χ proposto por outros pesquisadores.

Autores	Equação proposta para o parâmetro χ
Oliveira (2004)	$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,321}$
Georgetti (2010)	$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,240}$

FONTE: Oliveira (2004) e Georgetti (2010).

2.5.1.3 Modelo de Vilar (2006)

Vilar (2006) propõe um modelo com procedimentos simplificados para obter a resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Essa simplificação se dá por necessitar apenas dados de resistência ao cisalhamento na condição saturada e a resistência ao cisalhamento de uma amostra seca ao ar, sem a necessidade da determinação da curva de retenção de água no solo.

O modelo proposto é baseado em uma equação hiperbólica empírica, apresentada na Equação 13, para representar a influência da sucção matricial na resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Esta mesma equação foi utilizada com sucesso por Miao, Yin e Liu (2001) em seus resultados experimentais.

$$c = c' + \frac{\psi}{(a + b \cdot \psi)} \quad (13)$$

Onde, c é o intercepto de coesão, c' é a coesão efetiva, ψ é a sucção, a e b são parâmetros de ajuste. Esses parâmetros, são definidos segundo as Equações 14 e 15:

$$a = \frac{1}{\tan \phi'} \quad (14)$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad (15)$$

onde, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, c' é a coesão efetiva e c_{ult} corresponde ao intercepto de coesão do valor de resistência atingido pelo solo seco ao ar. O modelo sugere que a temperatura e umidade relativa ambiente é adequado para condicionar o corpo de prova a uma sucção total elevada.

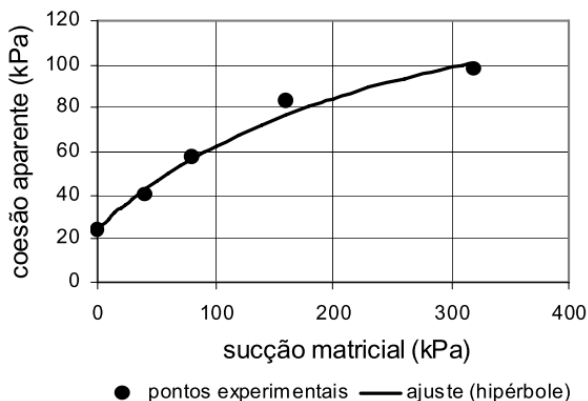
Por outro lado, quando essa resistência final não é atingida, há a possibilidade de aplicar o método determinando o valor do intercepto de coesão máximo (c_m) do ponto correspondente ao maior valor de sucção (ψ_m) da envoltória de resistência. Assim, essa consideração pode ser atendida modificando o parâmetro de ajuste b , segundo a Equação 16:

$$b = \frac{1}{(c_m - c')} - \frac{1}{(\psi_m \cdot \tan \phi')} \quad (16)$$

Autores como Reis e Vilar (2004), Vilar e Rodrigues (2007), Ferreira e Gerscovich (2010), Georgetti (2010) e Fagundes (2014) aplicaram o modelo proposto por Vilar (2006) em diferentes solos garantindo bons resultados.

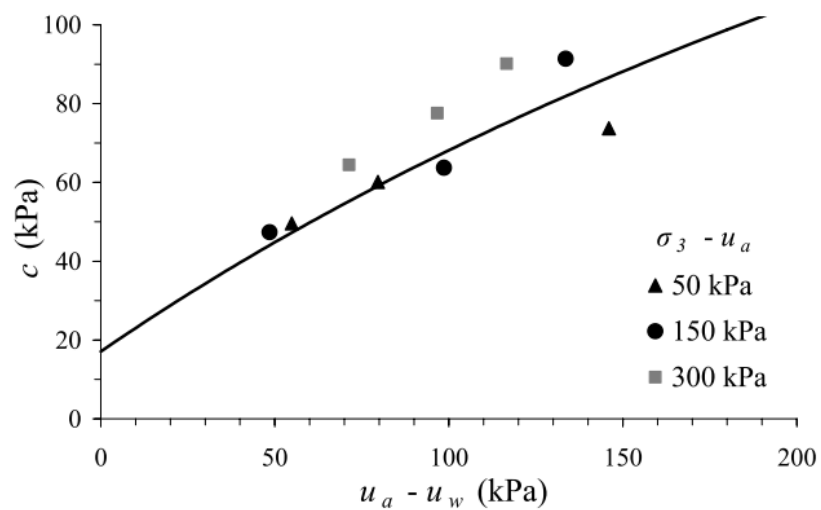
Nas figuras 38, 39 e 40 estão os resultados da aplicabilidade desse método para alguns dos autores citados anteriormente.

Figura 38 - Aplicação de Vilar (2006) em um solo residual de gnaiss jovem, utilizando c_m .



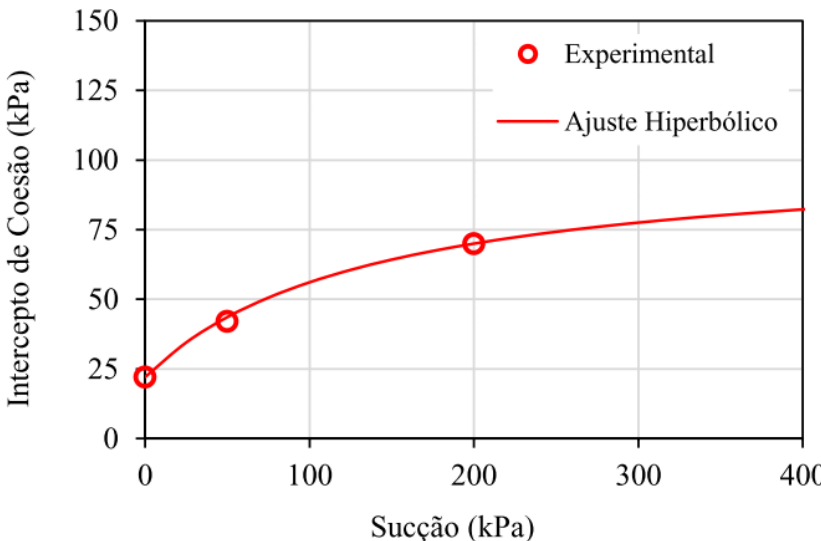
FONTE: Reis e Vilar (2004).

Figura 39 - Aplicação por Georgetti (2010) do método de Vilar (2006) em um solo arenoso compactado, utilizando c_{ult} .



FONTE: Georgetti (2010).

Figura 40 – Aplicação por Fagundes (2014) do método de Vilar (2006) em um solo compactado, utilizando c_m .

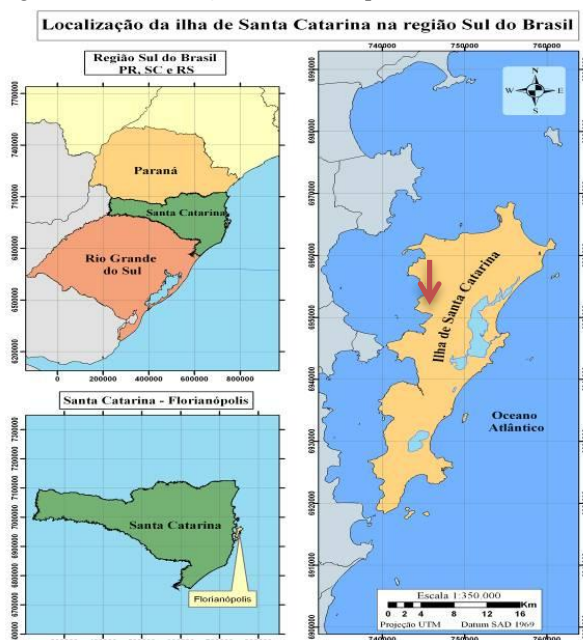


FONTE: Fagundes (2014).

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está situada na ilha do município de Florianópolis, capital do estado de Santa Catarina, localizado entre os paralelos de $27^{\circ} 10'$ e $27^{\circ} 50'$ de latitude sul e entre os meridianos de $48^{\circ} 25'$ e $48^{\circ} 35'$ de longitude a oeste de Greenwich. A Ilha de Santa Catarina está situada paralelamente ao litoral continental do estado e possui uma forma alongada no sentido norte-sul, como apresentado na Figura 41.

Figura 41 – Localização de Florianópolis, Santa Catarina.



FONTE: Horn Filho, Leal e Oliveira (2006).

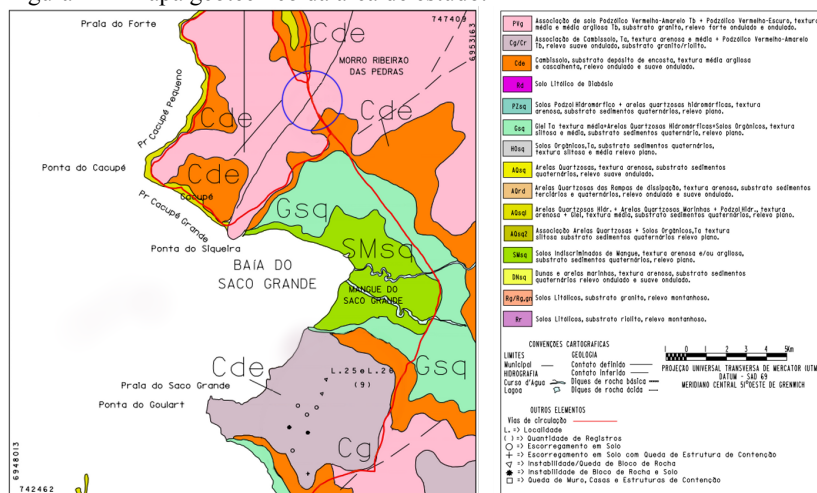
A área de estudo, indicada pela flecha vermelha na Figura 41, encontra-se na rodovia SC-401, que liga o centro de Florianópolis ao norte da ilha. A área de estudo está localizada no bairro Cacupé. O local é constituído pelo domínio geológico Granito Ilha, cortado por diques de diabásio, de idade cretácica, pertencentes ao Enxame Florianópolis (FLORIANÓPOLIS, 2009).

3.1 GEOLOGIA E PEDOLOGIA

Florianópolis, segundo Caruso Jr. (1993), apresenta sua geologia podendo ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas (i.e., granitos, gnaisses e riolitos) associados, que representa o ciclo tectônico brasileiro, cortados localmente por diques de diabásio, sobrepostos por coberturas sedimentares recentes, referentes aos eventos Terciários/Quaternários.

A Figura 42 apresenta o mapa geotécnico da área de estudo, representado por uma circunferência azul. Unidades geotécnicas são a composição da unidade geológica e pedológica sobrepostas.

Figura 42 - Mapa geotécnico da área de estudo.



FONTE: Santos (1997).

As unidades geotécnicas presentes na área em estudo, segundo o mapa geotécnico de Santos (1997), são: PVg e Cde. A maior parte, composta pela unidade PVg é a associação de solo Podzólico Vermelho-Amarelo Tb (i.e., argila de baixa atividade) com Podzólico Vermelho-Escuro, com textura média e média argilosa Tb, substrato granito e relevo fortemente ondulado. Em menor proporção, a unidade geotécnica Cde é composta por Cambissolo, com substrato de depósito de encosta, podendo ser constituídos de solos derivados de diabásio, riolito, granito ou até mesmo misturados, apresentam textura média argilosa e

cascalhenta, com relevo ondulado e suave ondulado. Na região da área de estudo, há a presença de diques de diabásio.

A geologia de Florianópolis é constituída por duas formações básicas: terrenos rochosos, chamados cristalinos, e terrenos sedimentares, denominadas planícies costeiras. As rochas cristalinas incluem a suíte intrusiva Pedras Grandes, a Formação Serra Geral e a Formação Cambirela (FLORIANÓPOLIS, 2009).

A suíte intrusiva Pedras Grandes, também denominado Granito Ilha, constitui, segundo Caruso Jr. (1993), a maior parte rochosa da ilha, ocupando aproximadamente 90% da sua ocorrência. Esse granito apresenta granulometria média a grosseira, sendo constituído, mineralogicamente, por quartzo, biotita, k-feldspato e plagioclásio. O Granito Ilha apresenta geomorfologia constituída por morros altos com encostas íngremes, com afloramento de matacões.

A Formação Serra Geral, que registrou um dos mais volumosos episódios de extravasamento intercontinental de lavas do planeta, associado aos estágios precoces da ruptura de Gondwana e abertura do Oceano Atlântico Sul, engloba três importantes enxames de diques: do Arco da Ponta Grossa, da Serra do Mar e de Florianópolis (FLORIANÓPOLIS, 2009; HASUI et al., 2012).

Os diques de diabásio do enxame Florianópolis cortam granitos neoproterozoicos e estendem-se longitudinalmente por centenas de metros e quilômetros, possuindo espessuras que variam de 10 a 70 metros. A orientação do enxame é preferencial N10°-55°E, com algumas exceções (HASUI et al., 2012). Estudos mais amplos sobre os enxames de diques máficos do Sul-Sudeste da América do Sul podem ser encontrados em Coutinho (2008), Tomazzoli e Pellerin (2008) e Tomba (2012).

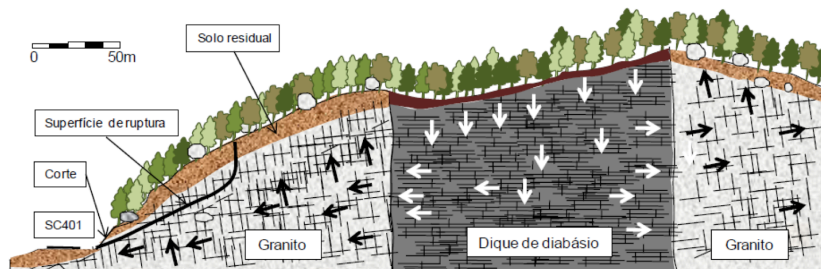
Os diques de diabásio são formados pelo resfriamento do magma básico, que quando ocorre próximo a superfície, apresenta um fraturamento pouco espaçado e preferencialmente horizontal (i.e., fraturas perpendiculares a sua maior dimensão). Esse fraturamento e os minerais ferromagnesianos do diabásio fazem com que o maciço de diabásio intemperize mais rapidamente que o maciço de granito, fazendo com que as áreas que apresentam os diques de diabásio, possuam seu relevo deprimido em relação às rochas encaixantes, o granito (OLIVEIRA, BIM e ESPÍNDOLA, 2012).

3.2 MOTIVAÇÃO DA ESCOLHA DA ÁREA DE ESTUDO

A escolha da área de estudo foi motivada pela geografia, presença de dique de diabásio, e estudos anteriores envolvendo esta região. Raimundo (1998) pesquisou a influência da unidade geotécnica e dos eventos pluviométricos em deslizamentos na região, verificando que um dos principais fatores atuantes na instabilidade das encostas é a ação da água subterrânea presente no contato do granito com o dique de diabásio. Os diques funcionam como drenos que interagem com a água subterrânea nos perfis graníticos das regiões de contato.

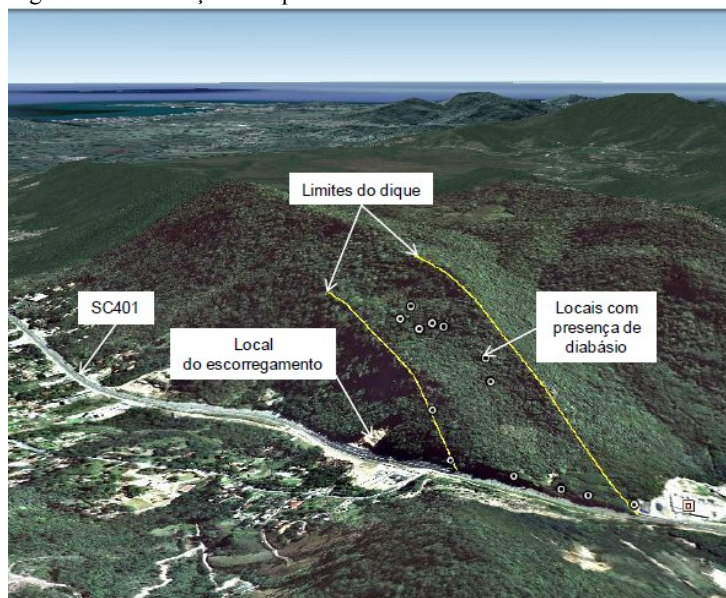
Oliveira, Bim e Espíndola (2012) avaliaram os aspectos do deslizamento ocorrido em 2008 nessa região da rodovia SC-401 e destacaram a presença do dique de diabásio como principal deflagrador do deslizamento ocorrido. Em virtude da alta pluviosidade, somada ao corte da rodovia, a infiltração de água no maciço do granito dado através do dique de diabásio levou a um dos maiores movimentos de massa já registrados no município de Florianópolis/SC. O solo residual apresenta, em relação ao maciço rochoso de granito, uma permeabilidade menor fazendo com que confine a água presente nas descontinuidades da rocha, reduzindo as tensões efetivas e consequentemente a resistência ao cisalhamento, deflagrando assim o movimento de massa. A Figura 43 apresenta um esquema da seção geológica perpendicular da SC-401 em Cacupé, enquanto a Figura 44 apresenta na geografia local a presença do dique na região.

Figura 43 - Esquema da seção geológica da área estudada.



FONTE: Oliveira, Bim e Espíndola (2012).

Figura 44 - Presença do dique na área estudada.



FONTE: Oliveira, Bim e Espíndola (2012).

Uma significativa perda de resistência ao cisalhamento com a inundação foi verificada por Bevillaqua (2004) e Bevillaqua et al. (2004) nos solos não saturados de granito da Ilha de Santa Catarina. Assim, afirmando que o conhecimento do comportamento desses solos em seu estado natural e inundado permite a proposição de soluções adequadas para o uso e ocupação do solo.

Desta forma, faz-se importante estudar o comportamento mecânicos desses solos segundo a influência da sucção na resistência ao cisalhamento e na variação volumétrica.

Visto que solos próximos a superfície do terreno estão sujeitos as variações climáticas, o local determinado para este estudo apresenta uma estação monitorada da Epagri/Ciram, que dispõem de informações de precipitação, temperatura, vento, radiação solar, pressão atmosférica e molhamento foliar. Informações que podem contribuir para futuras pesquisas.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Os materiais e métodos utilizados para a elaboração deste trabalho estão descritos neste capítulo. Inicialmente, está descrito como foi realizada a amostragem do solo, bem como a preparação dos corpos de prova utilizados, seguido da descrição dos ensaios de caracterização, compactação, medidas de sucção e resistência.

Para se atingir os objetivos gerais e específicos propostos neste trabalho, foi inicialmente feito um trabalho de campo para determinação dos locais de estudo. O local escolhido é uma região formada por um dique de diabásio encaixado em granito. Neste local de estudo foram retiradas amostras de solo residual de cada uma destas formações rochosas. Após a preparação destes dois tipos de solo foram realizados ensaios de caracterização e obtidas as correspondentes curvas de compactação.

Nas duas curvas de compactação obtidas, foram definidos três pontos de estudo, que representam o ramo seco, a condição de umidade ótima e o ramo úmido, apresentados na Tabela 5. As condições de moldagem determinadas para o ramo seco e para o ramo úmido apresentam os mesmos valores de massa específica, porém teores de umidades diferentes.

Tabela 5 - Condição de moldagem dos corpos de prova.

Condição de moldagem	Solo residual de diabásio		Solo residual de granito	
	Teor de umidade [%]	ρ_d [g/cm ³]	Teor de umidade [%]	ρ_d [g/cm ³]
Ramo seco	23,5	1,460	19,3	1,600
Umidade ótima	28,5	1,485	22,5	1,670
Ramo Úmido	31,5	1,460	24,5	1,600

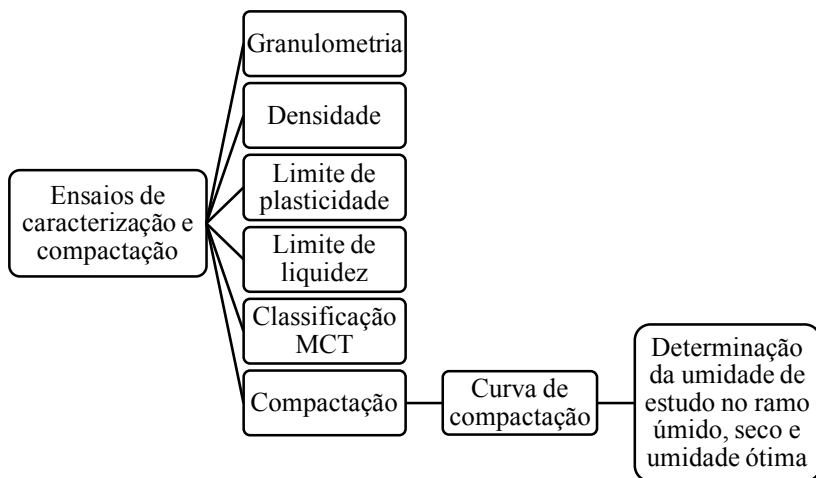
FONTE: O autor.

Para os respectivos teores de umidade e peso específico representantes de cada um desses 6 pontos de estudo, serão determinadas as curvas de retenção e a relação entre a resistência ao cisalhamento em função da sucção.

As relações entre a resistência ao cisalhamento e a sucção é verificada através da aplicabilidade dos modelos propostos por Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006).

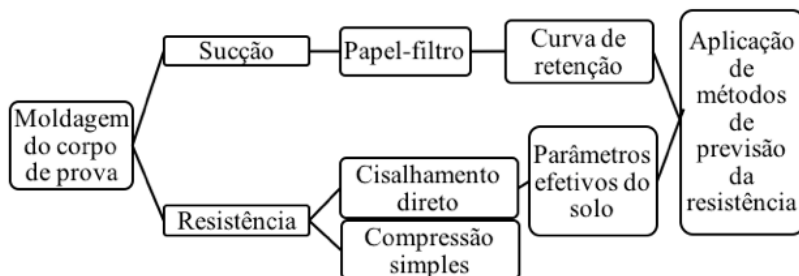
As Figuras 45 e 46 apresentam o diagrama da sequência do método aplicado neste trabalho.

Figura 45 – Diagrama do método aplicado: caracterização e compactação.



FONTE: O autor.

Figura 46 – Diagrama do método aplicado para as três condições de moldagem.



FONTE: O autor.

4.1 AMOSTRAGEM

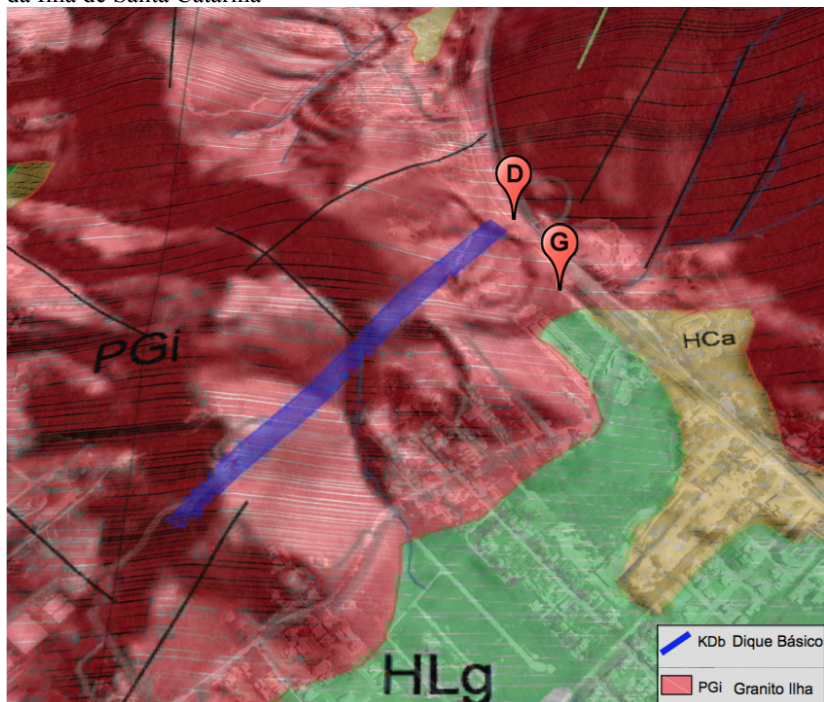
O solo coletado para o estudo foi material representativo do horizonte C do solo residual granítico e residual de diabásio. Os locais de coleta estão situados nas seguintes coordenadas: Latitude $27^{\circ}32'2,70''\text{S}$ e Longitude $48^{\circ}30'42,86''\text{O}$, para o solo residual de granito, e Latitude $27^{\circ}31'57,12''\text{S}$ e Longitude $48^{\circ}30'45,90''\text{O}$, para o solo residual de diabásio. A Figura 47 apresenta a posição dos locais estudados, onde o solo residual de granito está indicado pela letra *G* e o solo residual de diabásio, pela letra *D*. A Figura 48 apresenta essas posições sobre o mapa geológico da Ilha de Santa Catarina, confirmando a origem dos solos estudados.

Figura 47 – Local da amostragem.



FONTE: Google Earth (2015)

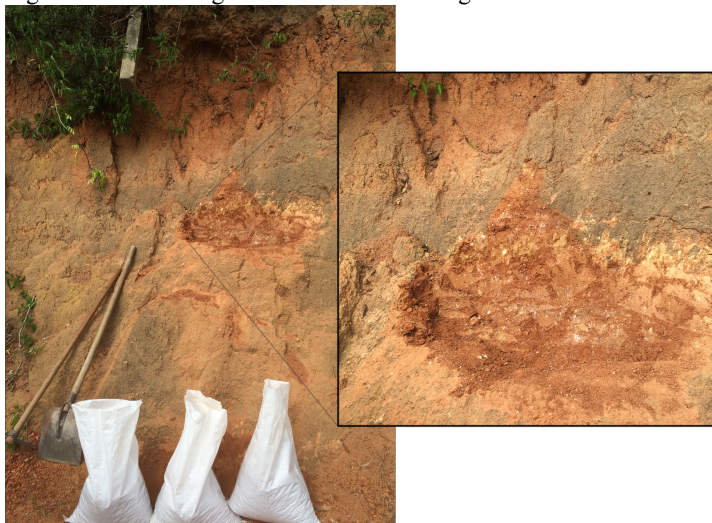
Figura 48 - Posição da amostragem dos solos estudados sobre o mapa geológico da Ilha de Santa Catarina



FONTE: adaptado de Tomazzoli e Pellerin (2014).

A coleta do solo dos perfis foi manual, com o auxílio de pá e enxada, e transportada para o laboratório em sacos plásticos. As Figuras 49 e 50 apresentam os cortes de onde foram extraídas as amostras deformadas dos solos residuais de granito e diabásio, respectivamente.

Figura 49 - Amostragem do solo residual de granito.



FONTE: O autor.

Figura 50 - Amostragem do solo residual de diabásio.



FONTE: O autor.

A análise tátil-visual do solo residual de granito, apresentado na Figura 49, indica tratar-se de um horizonte C pela presença de grãos de feldspatos brancos (cálcicos ou sódicos) que ainda não foram intemperizados, resultando em uma tonalidade mais clara do solo, aliado a aparente estruturas herdadas da rocha de origem.

Para o solo residual de diabásio, apresentado na Figura 50, foi realizada uma raspagem da face do corte para melhor visualização dos horizontes do solo. A partir disso, pode-se verificar que este local de estudo é formado por um solo residual jovem sem a presença da rocha, porém preserva as discontinuidades de sua estrutura muito fraturada resultante de um resfriamento rápido do magma próximo à superfície. Com a utilização de um super-ímã, foi observado no solo uma grande quantidade de magnetita, mineral característico de rochas básicas como o diabásio.

As amostras foram secas ao ar e posteriormente destorroadas. Após o destorroamento, o material passante na peneira #10 foi separado e homogeneizado. Para fim desta pesquisa, o material estudado foi o passante na peneira #10 (i.e., diâmetro de 2,00 mm).

A utilização dessa fração granulométrica na presente pesquisa deve-se ao fato de possibilitar a moldagem dos corpos de prova com diâmetro de 3,8 cm, comum nos laboratórios de mecânica dos solos, mantendo-se a relação entre a máxima dimensão dos grãos e o referido diâmetro dentro das especificações da norma da *American Society for Testing and Materials* (ASTM) D 2166 – 00. Essa norma, que descreve o método para a determinação da resistência a compressão simples para solos coesivos, determina que a maior partícula do solo ensaiado deve ser menor que um décimo do diâmetro do molde. A Figura 51 apresenta o solo passante na peneira #10 dos solos estudados.

Figura 51 - Solo passante na peneira #10: (a) solo residual de diabásio; (b) solo residual de granito.

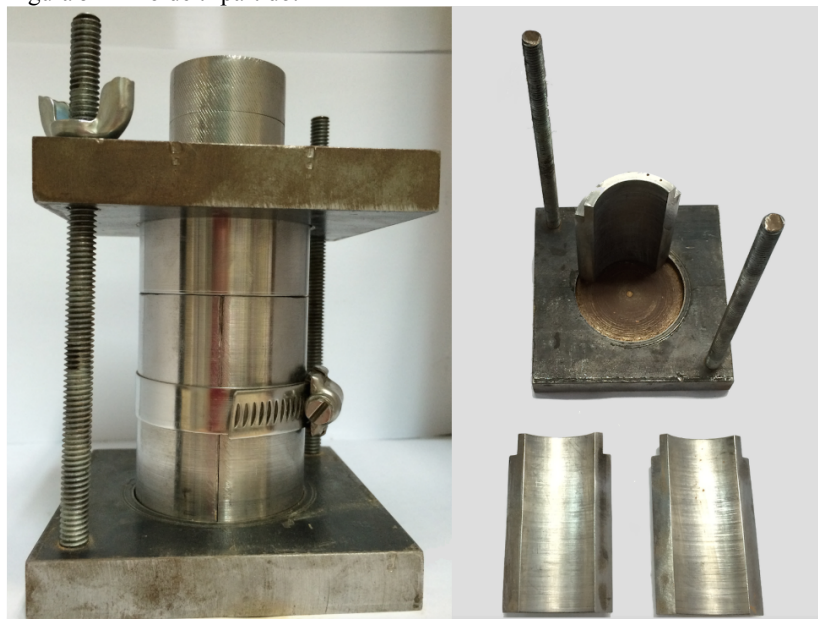


FONTE: O autor.

4.2 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Os corpos de prova foram compactados estaticamente em um molde tripartido, composto por base, cilindro tripartido e colarinho, medindo 38,0 mm de diâmetro interno e 80,2 mm de altura, como apresentado na Figura 52.

Figura 52 - Molde tripartido.



FONTE: O autor.

A utilização do molde tripartido minimiza os efeitos da extrusão dos corpos de prova compactado do molde. Após a preparação do solo com o teor de umidade pré-definido, o mesmo é colocado no interior do molde e compactado em camadas utilizando uma prensa manual. O peso úmido de cada camada é calculado de forma a obter o peso específico dos diferentes pontos de estudo.

4.3 CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

Os ensaios de caracterização são aqueles que definem a natureza do material e são essenciais para uma avaliação inicial do solo (MARINHO, 2013).

Para a caracterização dos solos estudados, foram realizados ensaios de massa específica dos grãos, análise granulométrica, índice de plasticidade e MCT expedito. A norma utilizada para a preparação das amostras de solos para os ensaios de caracterização e compactação foi a NBR 6457/86.

4.3.1 Massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos, relação entre a massa e o volume da uma partícula do solo, foi realizada segundo a norma NBR 6508/84, visto que o solo estudado é passante na peneira com abertura menor que 4,8 mm. Para esse ensaio, foi empregado picnômetro com volume de 500 cm³ e massa seca em torno de 60 g, totalizando dois ensaios realizados para cada solo.

4.3.2 Análise granulométrica

A análise granulométrica é fundamentalmente importante na classificação dos solos, sendo realizada seguindo as recomendações da NBR 7181/84.

Para a classificação das diferentes frações granulométricas, foi adotada a escala granulométrica apresentada na norma NBR 6502/95, conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Escala granulométrica.

Classificação	Diâmetro dos grãos [mm]		
Pedregulho	60,00	a	2,00
Areia grossa	0,60	a	2,00
Areia média	0,20	a	0,60
Areia fina	0,06	a	0,20
Silte	0,002	a	0,06
Argila	0,000	a	0,002

FONTE: NBR 6502/95.

4.3.3 Índice de plasticidade

Segundo a NBR 6502/95, plasticidade é a propriedade que um solo apresenta de poder sofrer grandes deformações permanentes sem sofrer ruptura, fissuramento ou variação de volume considerável, em determinada condição de umidade.

O índice de plasticidade (IP) é a propriedade do solo que define a sua plasticidade. O solo, segundo o índice de plasticidade, pode ser caracterizando com maior detalhamento conforme descrito na Tabela 7.

Tabela 7 - Caracterização segundo índice de plasticidade.

Plasticidade	Índice de Plasticidade		
Não plástico	0		
Ligeiramente plástico	1	< IP <	5
Plasticidade baixa	5	< IP <	10
Plasticidade média	10	< IP <	20
Plasticidade alta	20	< IP <	40
Plasticidade muito alta	40	< IP	

FONTE: Burmister (1949) apud Das (2011).

O índice de plasticidade é definido como sendo a diferença entre os limites de liquidez e plasticidade. Esses limites são o teor de umidade do solo que corresponde à consistência de transição entre estados físicos do solo. O teor de umidade de um solo que corresponde ao estado de consistência limite entre os estados plástico e semissólido é definido como limite de plasticidade (LP), bem como o teor de umidade correspondente ao estado de consistência limite entre os estados líquido e plásticos é definido como limite de liquidez (LL).

Embora as definições desses limites sejam convencionais, eles permitem ter uma ideia do tipo de solo e suas propriedades de uma maneira simples e rápida. A determinação dos limites de plasticidade e liquidez é normalizada segundo a NBR 7180/84 e NBR 6459/84, respectivamente. A execução dos ensaios foi realizada com amostra previamente seca ao ar, com o teor de umidade determinado segundo o anexo da NBR 6457/86, em estufa a 105° C num período de 21 horas.

4.3.4 Classificação MCT - Método expedito das pastilhas

A classificação MCT (Miniatura Compactado Tropical) classifica o solo em duas grandes classes: lateríticos (L) e não lateríticos (N), que se subdividem em areia (A), arenosos (A'), argilosos (G') e siltosos (S'), totalizando sete grupos.

As características de cada grupo, segundo Nogami e Villibor (1995), são:

- **Areias lateríticas (LA):** compreendem as areias com poucos finos. Mesmo devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, porém, apresentam elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência elevados.
- **Arenosos lateríticos (LA'):** os solos desse grupo são constituintes do horizonte B dos latossolos e podzólicos arenosos. Quando devidamente compactados, estes solos adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água.
- **Argilas lateríticas (LG'):** quando possuem uma porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar propriedades similares às dos solos do grupo LA', possuindo, entretanto, menor capacidade de suporte, maior plasticidade, menos massa específica aparente seca, maior umidade ótima para a mesma energia de compactação e maior contração por perder umidade.
- **Areias não lateríticas (NA):** compreendem em areias, siltes e misturas de areia e siltes cujos grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. As areias e siltes quartzosos são não expansivos ou muito pouco expansivos, enquanto as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Os solos deste grupo são geralmente muito erodíveis e quando compactados, apresentam capacidade de suporte pequena a média.
- **Arenosos não lateríticos (NA'):** os solos deste grupo são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira com abertura de 0,075mm. Quando a areia for bem graduada e a porcentagem de finos obedecer às condições estipuladas, os solos deste grupo podem apresentar boa capacidade de suporte e não são expansivas. Contudo, muitas das suas variedades podem ser

expansivas, muito resilientes e ainda, sujeitas à erosão hidráulica.

- **Siltes não lateríticos (NS')**: compreendem em solos resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas, que possuem constituição predominantemente feldspato-mica-quartzo. Caracterizam-se por terem capacidade de suporte baixa, erodibilidade elevada, expansibilidade elevada e permeabilidade média, quando compactados na umidade ótima.
- **Argilas não lateríticas (NG')**: derivam de rochas sedimentares argilosas, como folhelhos, argilitos, siltitos. Quando compactados na umidade ótima, os solos deste grupo apresentam elevada expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem.

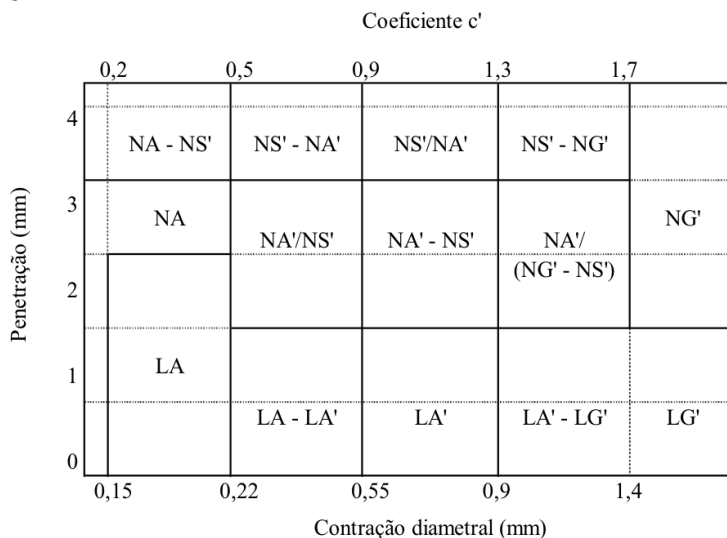
Para essa classificação, as abreviações separadas pelo símbolo “-” indica equivalências quanto ao grupo de solo, enquanto as abreviações separadas pelo símbolo “/”, separa opções decrescentes, com menor grau de incidência. A classificação MCT é baseada em propriedades mecânicas e hídricas do solo, não utilizando a granulometria, nem os limites de Atterberg.

O Método Expedito das Pastilhas, proposto por Nogami e Villibor (1994 e 1996), permite essa classificação de solos tropicais conforme seu comportamento. A classificação MCT, realizada pelo método expedito, é obtida por meio de um gráfico, apresentado na Figura 53, que implica em valores de contração diametral (Ct) e penetração, medidos em pastilhas moldadas em anéis de aço inox de 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura, como dado de entrada. Em função da contração, um coeficiente c' , determinado pelas Equações 17 ou 18, é utilizado para a classificação.

$$\text{Para } 0,1 < Ct < 0,5 \quad c' = \frac{\log_{10} Ct + 1,0}{0,904} \quad (17)$$

$$\text{Para } 0,6 < Ct \quad c' = \frac{\log_{10} Ct + 0,7}{0,5} \quad (18)$$

Figura 53 - Gráfico de classificação MCT.



FONTE: Nogami e Villibor (1996).

As medidas para a classificação do solo são obtidas a partir da moldagem de cinco pastilhas com a fração do solo passante na peneira #40 (0,42 mm), umedecida, espatulada até apresentar consistência plástica (i.e., em que há a penetração do 1 mm de uma agulha padronizada com massa de 10 g e diâmetro de 1,30 mm) e secas em estufa a 60° C durante 6 horas.

Desta forma, mede-se a contração diametral pela diferença entre os diâmetros do anel e da pastilha seca, realizada com paquímetro com precisão de 0,05 mm. Enquanto para a medida da penetração, coloca-se os anéis com as pastilhas de solo secas sobre um papel filtro em uma pedra porosa saturada em um período de 2 horas, quando a penetração é medida através da profundidade alcançada pela penetração da agulha padronizada na pastilha de solo úmida. Fenômenos como inchamento, trincamento e amolecimento são observados no solo ao absorver água.

Além das pastilhas, são moldadas duas esferas de solo para obter parâmetros de resistência a ruptura e da interação esfera/água. As observações comportamentais do solo são realizadas através da imersão em água e do esmagamento com o polegar dessas esferas moldadas com o mesmo solo preparado para as pastilhas.

A imersão de uma das esferas em água permite identificar o solo segundo os seguintes comportamentos, descritos por Godoy (2002):

- A esfera se desagrega em pasta, comportamento de siltes;
- A esfera se desagrega em partículas de solo que podem ser identificadas a olho nu, comportamento de areias;
- A esfera rompe-se em blocos de dimensões milimétricas, comportamento de argilas;
- A esfera de solo se trinca ou não se altera, comportamento de argilas.

Enquanto o esmagamento da outra esfera permite observar as seguintes situações da resistência a ruptura:

- A esfera quebra sob pressão do polegar e indicador;
- A esfera quebra sob pressão do dedo polegar em uma superfície plana;
- A esfera não quebra.

4.3.5 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação foi realizado segundo a NBR 7182/86. Neste ensaio, foi utilizado cilindro Proctor pequeno, com volume de $991,98 \text{ cm}^3$, onde a amostra foi compactada com energia Proctor normal, compactando três camadas de solo com 26 golpes cada. A preparação das amostras de solo para o ensaio foi realizada com secagem ao ar prévia até a umidade higroscópica e com reuso de material.

Obtida as curvas de compactação, foram definidos, para cada uma das curvas, três pontos de estudo. Esses pontos têm o objetivo de verificar a influência da estrutura resultante das diferentes condições de moldagem na resistência ao cisalhamento e na curva de retenção de água.

O primeiro ponto estudado, como localizado no ramo seco, deve apresentar uma estrutura floculada, enquanto o segundo ponto, nas condições de umidade ótima, apresenta o maior valor de peso específico seco. Já o terceiro ponto, localizado no ramo úmido, deve apresentar uma estrutura dispersa, porém, o mesmo peso específico do ponto situado no ramo seco.

A determinação dessas condições de moldagem, para o ramo seco e ramo úmido, é definida adotando uma condição em que haja a possibilidade de moldagem e umedecimento dos corpos de prova. Visto que, condições de moldagem com teores de umidade muito abaixo da

umidade ótima, por apresentarem baixa permeabilidade, oferecem dificuldade no umedecimento do corpo de prova como um todo.

4.4 MEDIÇÃO DA SUCÇÃO

A medida da sucção, com a finalidade de se obter a curva de retenção solo, é realizada segundo o método do papel filtro com contato.

Para cada condição de moldagem, é realizado um corpo de prova, com 38,0 mm de diâmetro e 48,0 mm de altura, compactado em três camadas no molde tripartido. Cada corpo de prova, após a moldagem, é submetido ao umedecimento, até a saturação, a fim de obter a curva de retenção de água dos solos estudados a partir da secagem, utilizando o método do papel filtro com contato.

4.4.1 Papel filtro

A técnica do papel filtro consiste em colocar o papel filtro em contato com o solo e aguardar que a sucção entre os dois entre em equilíbrio, período mínimo de 7 dias, de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993). Após esse período de tempo é feita a determinação da umidade do papel, secando em estufa por 24 horas. A partir desse valor de umidade, é utilizada a curva de calibração de Chandler et al. (1992) para determinação da sucção.

A secagem dos corpos de prova é realizada a temperatura ambiente com o auxílio de ventilador. Todavia, os dois últimos pontos obtidos (i.e., sucções muito altas) nas curvas de retenção de água nos solos residuais de diabásio e granito, se tornaram possíveis a partir da secagem dos corpos de prova em estufa a 40°C.

Neste trabalho, é utilizado papel filtro WhatmanTM nº 42, do lote 1442-185. Cada corpo de prova é submetido a dois papéis filtro aplicados direto da caixa, durante 7 dias, envoltos em filme plástico e armazenado em caixa de isopor. O teor de umidade dos papéis filtros é obtido utilizando balança com precisão de 0,0001 g, e a pesagem dos corpos de prova em balança com precisão de 0,01 g. A obtenção dos diâmetros e alturas dos corpos de prova é realizada com um paquímetro com precisão de 0,01 mm.

4.5 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

Para este trabalho, a determinação da resistência ao cisalhamento segue os seguintes passos: inicialmente, para cada condição de moldagem, é realizado ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, para determinação da coesão efetiva e do ângulo de atrito, seguido de ensaios de compressão simples para cada uma das 6 condições de moldagem de estudo, submetidos a diferentes sucções.

Os ensaios de cisalhamento direto, realizados na condição Consolidado e Drenado (CD), são executados segundo a ASTM D3080-03. Para a realização dos ensaios, as amostras são moldadas em um molde metálico com dimensões de 101,6 mm x 101,6 mm x 20,0 mm e submetidas aos estágios de consolidação e ruptura. Para o presente trabalho, as tensões normais de consolidação adotadas são de 32 kPa, 75 kPa e 124 kPa.

Os ensaios de compressão simples, para cada condição de moldagem, são realizados com corpos de prova com diferentes valores de sucção. Para isso, após a moldagem dos corpos de prova, realizada em 5 camadas, na condição de estudo nas dimensões de 38,0 mm de diâmetro e 80,2 mm de altura, esses corpos de prova são umedecidos, borrifando água, ou secados, expondo-os ao ar, de forma a apresentarem diferentes valores de sucção inicial. Após a moldagem e umedecimento ou secagem do corpo de prova, espera-se 24 horas para o equilíbrio da umidade para posteriormente determinar a sucção. O valor de sucção é determinado com a técnica do papel filtro com contato, utilizando dois papéis filtro por corpo de prova durante 7 dias.

Os ensaios de compressão simples são realizados de acordo com a ASTM D2166-00. A velocidade adotada para os ensaios é de 0,20 e 0,30 mm / min, utilizando um anel de carga com capacidade máxima de 275.000,0 g e extensômetros com precisão de 0,01 – 10,00 mm e 0,001 – 1,000 mm. Após a realização dos ensaios, uma variação não significativa da umidade do corpo de prova foi observada.

5 ANÁLISE E RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados dos ensaios realizados neste trabalho e as análises.

5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Ensaio de laboratório realizados pautaram-se em caracterizar e diferenciar os solos residuais de granito e diabásio. A Tabela 8 apresenta um resumo dos resultados fornecidos pelos ensaios de análise granulométrica, limites de Atterberg, massa, específica dos grãos e classificação MCT expedito.

Tabela 8 - Resumo dos ensaios de caracterização.

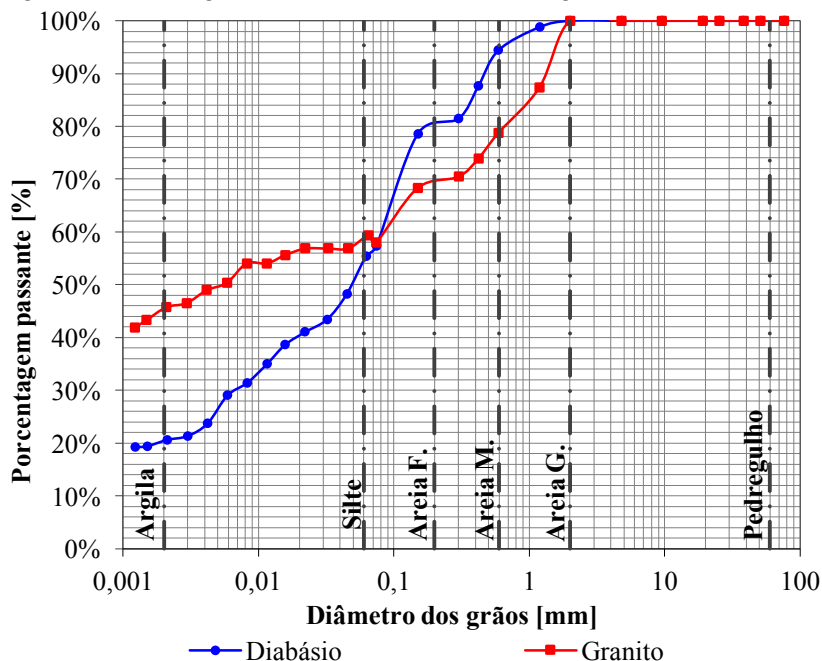
Ensaio		Solo residual granítico	Solo residual de diabásio
Análise Granulométrica*	Argila [%]	45,76	20,61
	Silte [%]	13,55	34,83
	Areia fina [%]	9,03	23,14
	Areia média [%]	10,37	15,79
	Areia grossa [%]	21,29	5,63
Limites de Atterberg	LL [%]	68	59
	LP [%]	37	39
	IP [%]	31	20
Massa específica dos grãos	[g/cm ³]	2,7089	2,8673
Classificação MCT		NG'	NG'

* Análise granulométrica realizada do material passante na peneira #10.

FONTE: O autor.

A Figura 54 apresenta os resultados gráficos dos ensaios de análise granulométrica dos solos residuais de granito, representado graficamente com quadrados vermelhos, e diabásio, representado com círculos azuis. Os relatórios dos ensaios de caracterização estão apresentados no Apêndice A.

Figura 54 - Análise granulométrica do solo residual de granito e diabásio.



FONTE: O autor.

A partir desses dados, o solo residual de granito, em sua granulometria, apresentou grande parcela de grãos com dimensão inferior a 0,002 mm de diâmetro. Apresentando uma maior parcela de argila que o solo residual de diabásio, que apresentou maior parcela de silte. Ainda assim, os solos residuais de diabásio e granito apresentaram porcentagens de finos muito semelhantes, com 55,44% e 59,31%, respectivamente. O solo residual de granito apresentou parcela de areia grossa (partículas de maior diâmetro do solo estudado) superior a apresentada no solo residual de diabásio. Este solo, que por sua vez, apresentou uma graduação regular, composto predominantemente por siltes, areia fina e argila, nesta ordem.

A classificação MCT para ambos os solos foi Argilas não lateríticas (NG⁷), que compreende o grupo das argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não lateríticas. Ainda assim, pode ser verificado, segundo o ensaio realizado, um comportamento de argila não laterítica mais característico para o solo residual de diabásio, enquanto o solo residual de granito apresenta um comportamento mais próximo ao

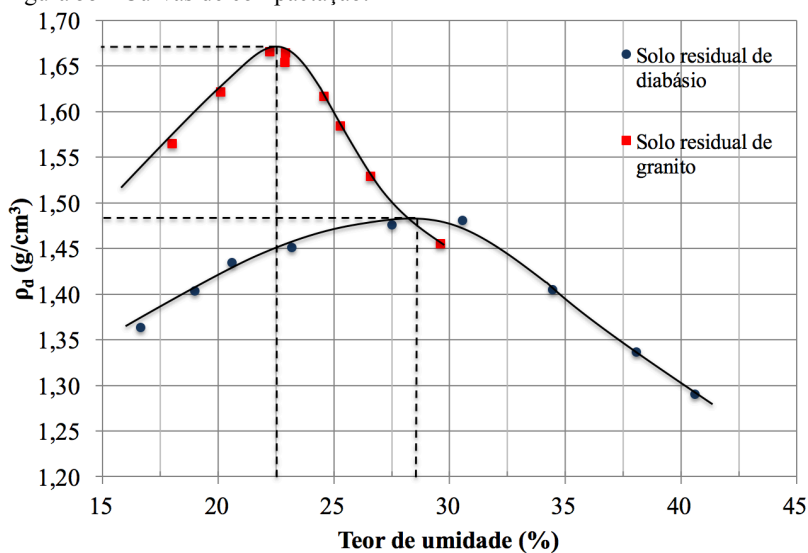
laterítico. Durante o ensaio de MCT, foi observado um pequeno inchamento no solo residual de diabásio ao absorver água, fenômeno este não observado no solo residual de granito, exposto no Apêndice A.

Por fim, o solo residual granítico apresentou maior índice de plasticidade que o solo residual de diabásio, sendo classificado como solo com alta plasticidade, enquanto o solo de diabásio, como solo com média plasticidade.

5.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação realizados para os solos residuais de granito e diabásio estão apresentados na Figura 55. As curvas foram estabelecidas manualmente.

Figura 55 - Curvas de compactação.



FONTE: O autor.

O solo residual de granito apresentou umidade ótima de 22,5 %, e massa específica aparente seca máxima de $1,670 \text{ g/cm}^3$, enquanto o solo residual de diabásio apresentou umidade ótima igual a 28,5 % e massa específica aparente seca máxima de $1,485 \text{ g/cm}^3$.

Três aspectos em relação aos formatos das curvas de compactação devem ser observados: a declividade dos ramos secos e

úmidos, o teor de umidade ótima e a máxima densidade seca. Segundo Pinto (2006), solos siltosos apresentam valores baixos de densidades, teor de umidade ótimo alto e curvas bem abatidas, como é o caso da curva de compactação do solo residual de diabásio. Da mesma forma, solos argilosos apresentam umidade ótima elevada, como é o caso do solo residual de granito estudado, bem como uma declividade mais íngreme, decorrente do seu comportamento mais próximo ao laterítico.

Segundo essas curvas de compactação, as condições de moldagem dos corpos de prova no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido foram determinados para a elaboração do estudo proposto neste trabalho. Para o ramo seco e úmido, determinaram-se condições com mesmo peso específico e que se mostraram adequadas para moldagem do corpo de prova. Desta forma, as condições de moldagem estabelecidas para os dois diferentes solos estudados estão descritas na Tabela 9.

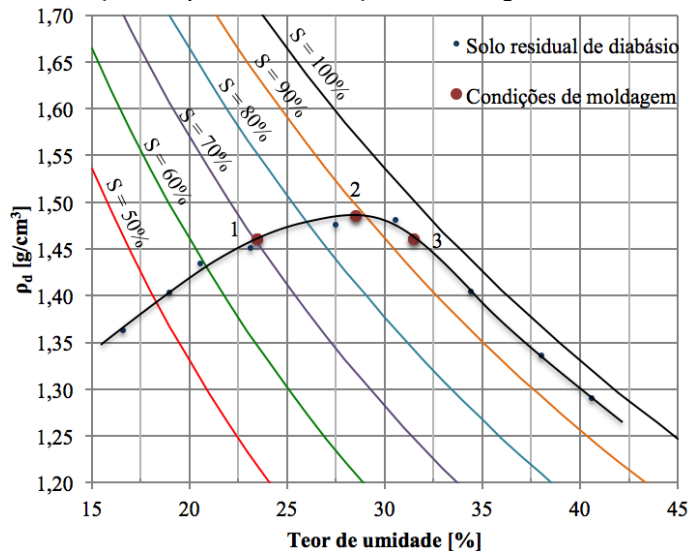
Tabela 9 - Condição de moldagem dos corpos de prova.

Condição de moldagem	Solo residual de diabásio		Solo residual de granito	
	Teor de umidade [%]	ρ_d [g/cm³]	Teor de umidade [%]	ρ_d [g/cm³]
Ramo seco	23,5	1,460	19,3	1,600
Umidade ótima	28,5	1,485	22,5	1,670
Ramo Úmido	31,5	1,460	24,5	1,600

FONTE: O autor.

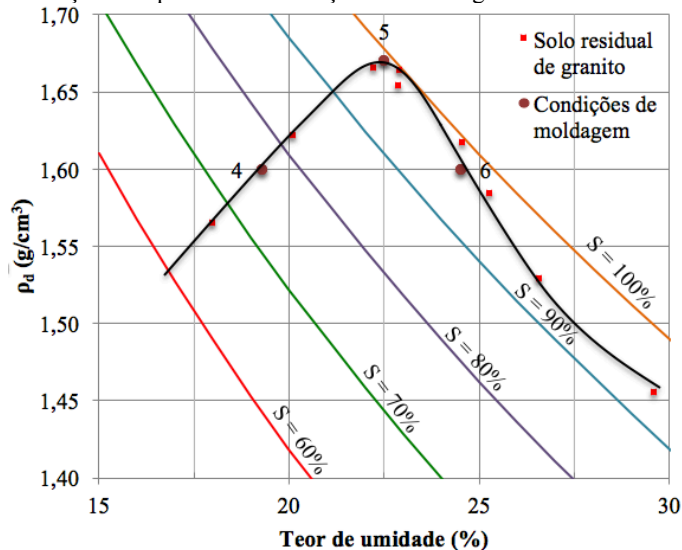
Para o solo residual de diabásio, esses pontos estão apresentados na curva de compactação na Figura 56, representadas pelos pontos 1, 2 e 3 para as condições de moldagem no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente. Para o solo residual granítico, essas condições de moldagem estão indicadas na curva de compactação apresentada na Figura 57, representados pelos pontos 4, 5 e 6 para as condições de moldagem no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, respectivamente. Essa denominação de 1 a 6 será utilizada ao longo do presente trabalho.

Figura 56 - Curva de compactação do solo residual de diabásio, com as curvas de saturação e os pontos das condições de moldagem.



FONTE: O autor.

Figura 57 - Curva de compactação do solo residual de granito, com as curvas de saturação e os pontos das condições de moldagem.

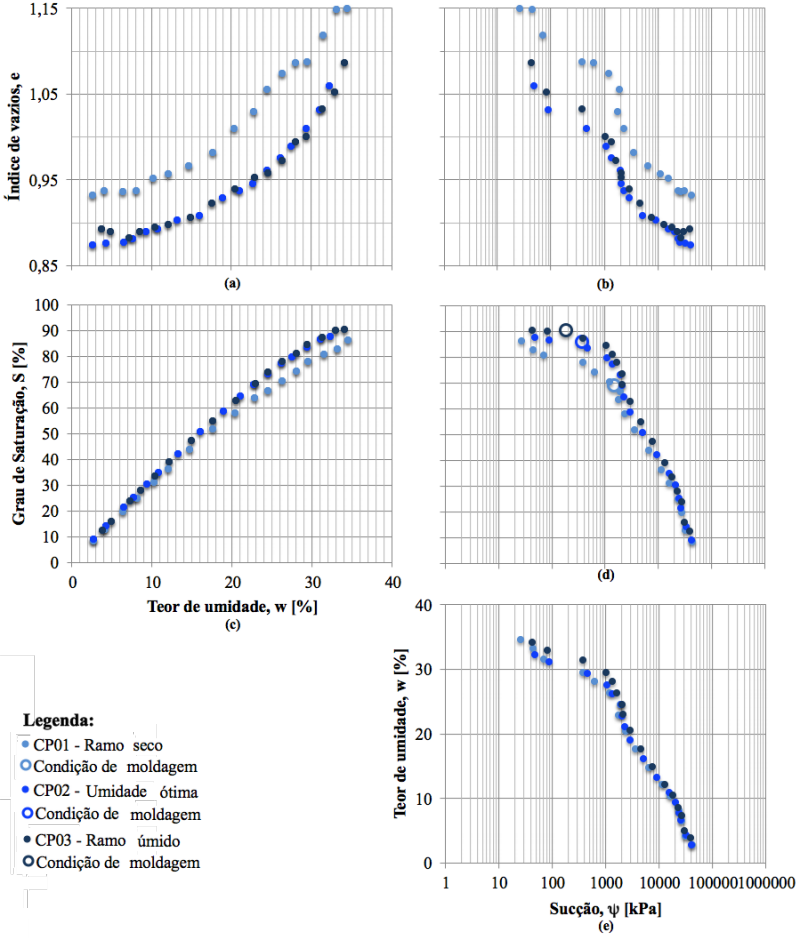


FONTE: O autor.

5.3 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

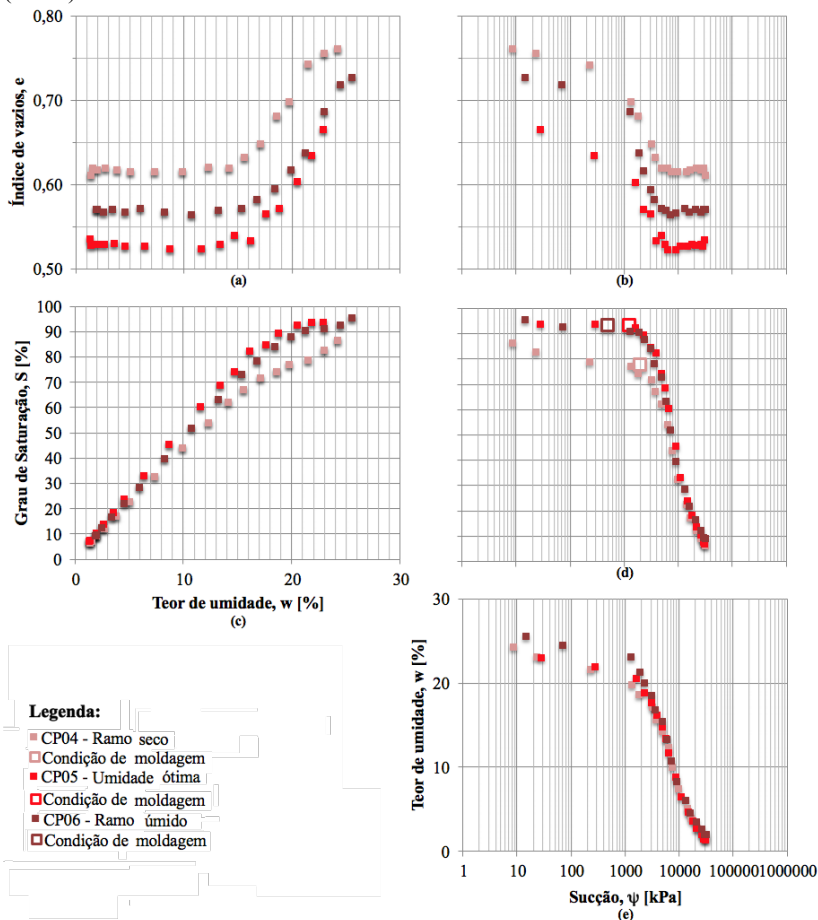
Os pontos experimentais das medidas de sucção, obtidos a partir do método do papel filtro, dos solos residuais de diabásio e granito, moldados no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido, estão apresentados nas Figuras 58 e 59, respectivamente e detalhados no Apêndice B. As mesmas figuras apresentam, com marcador sem preenchimento, as condições iniciais de moldagem dos corpos de prova.

Figura 58 - Determinação da curva de retenção de água no solo residual de diabásio moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.



FONTE: O autor.

Figura 59 - Pontos experimentais da curva de retenção de água no solo residual de granito moldado no ramo seco (CP04), umidade ótima (CP05) e ramo úmido (CP06).



FONTE: O autor.

Durante os procedimentos de determinação da curva de retenção de água no solo utilizando o método do papel filtro foram determinados a relação entre os teores de umidade gravimétrico (w), índice de vazios (e), grau de saturação (S) e a sucção (ψ) dos corpos de prova compactados estaticamente no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido da curva de retenção.

A variação do grau de saturação em função da sucção, obtidas para os corpos de prova moldados no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido para os solos residuais de diabásio e granito estão apresentadas no gráfico (d) das Figuras 58 e 59. Nesses gráficos é observada uma grande semelhança entre as curvas obtidas para a condição de umidade ótima e ramo úmido. A curva obtida para o corpo de prova moldado no ramo seco se diferencia das demais, apresentando grau de saturação inferior as demais para mesmos valores de sucção, até aproximadamente a entrada de ar generalizada. Além disso, as curvas no ramo seco apresentam dois pontos de inflexão, caracterizando-se por apresentar uma distribuição bimodal de poros, resultado da formação de agregações de partículas (e.g., Toll, 2000).

Ainda assim, as curvas de retenção de água no solo para os corpos de prova moldados sob diferentes condições aparentam ser aproximadamente a mesma sob valores elevados de sucção, característica também observada por Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1999), Oliveira (2004) e Calle (2013). Essa observação indica que para altos valores de sucção, a estrutura de poros associados aos mesmos não foi modificada pelos diferentes teores de umidade de compactação, de forma que as curvas de retenção são semelhantes.

Para ambos os solos estudados, pode-se verificar, para um mesmo valor de teor de umidade, um índice de vazios maior para o corpo de prova moldado no ramo seco, resultado da estrutura flocular formada nessa condição, constatado nos gráficos (a) das Figuras 58 e 59. Para o solo residual de diabásio, um mesmo índice de vazios foi observado para o solo moldado na umidade ótima e no ramo úmido, por outro lado, para o solo residual de granito, o corpo de prova moldado no ramo úmido apresentou maior índice de vazios, comparado ao corpo de prova moldado na umidade ótima.

Durante a secagem dos corpos de prova, para a determinação da curva de retenção utilizando o método do papel filtro, houve redução do volume do corpo de prova, que pode ser analisada pela variação do índice de vazios durante esse processo. Segundo Camapum de Carvalho et al. (2015), o solo, ao perder umidade, passa por um processo de contração devido à atuação da capilaridade por meio da membrana contrátil que se forma em sua superfície, cessando nos minerais não expansivos com a entrada de ar no solo.

Fato, este, observado no solo residual de granito, que apresentou, após a entrada de ar na amostra, uma redução da taxa de variação do volume até atingir uma variação nula, mantendo o volume constante. Essa redução da taxa de variação do volume ocorre para as três

condições de moldagem estudadas do solo residual de granito para aproximadamente o mesmo teor de umidade, em torno de 15 %, e mesma sucção, aproximadamente 5.000 kPa.

Por outro lado, para o solo residual de diabásio, a variação de volume está presente em todo o processo da determinação da curva de retenção. Camapum de Carvalho et al. (2015) afirmam que a contração nos minerais expansivos não cessa após a entrada de ar, visto que a perda de umidade gera a necessidade de equilíbrio de energia entre a parte externa e a interna ao mineral. Assim, com essa observação, aliado ao inchamento observado durante a determinação da classificação MCT, é possível verificar a presença de minerais expansivos no solo residual de diabásio estudado.

A representação da curva de retenção de água, em forma de equação, é realizada, neste trabalho, através da equação proposta por van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). Para os dois métodos utilizados, os parâmetros de ajuste são determinados com o auxílio de procedimentos de regressão não linear utilizando o *software* de banco de dados SoilVision 4.23.

Os parâmetros para as diferentes condições de moldagem dos solos residuais de diabásio e granito, segundo o modelo de van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994), estão apresentados na Tabela 10.

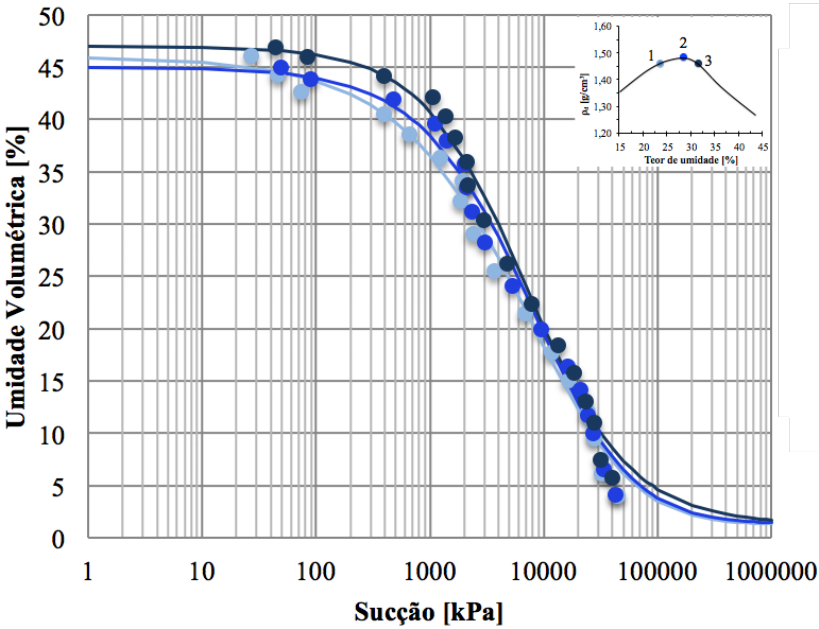
Tabela 10 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção segundo van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

Corpo de prova		Solo residual de Diabásio			Solo residual de Granito		
		1	2	3	4	5	6
van Genuchten (1980)	a [1/kPa]	2,5E-05	7,1E-05	1,5E-04	3,4E-05	1,0E-04	1,2E-04
	n	0,66	0,84	0,96	1,13	1,67	1,54
	m	2,86	1,57	0,97	3,93	1,42	1,21
	θ_s [%]	46,0	45,0	47,0	37,0	37,5	40,0
	θ_r [%]	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
	R ²	0,9924	0,9881	0,9906	0,9919	0,9990	0,9978
Fredlund e Xing (1994)	a [kPa]	2500	2500	2500	4500	4700	5000
	n	1,54	1,15	1,11	1,50	1,10	1,40
	m	0,88	1,18	1,20	1,70	2,40	1,80
	θ_s [%]	46,0	45,0	47,0	37,0	37,5	40,0
	ψ_r	35799	26547	26186	30000	25000	13000
	R ²	0,9886	0,9870	0,9902	0,9847	0,9956	0,9971

FONTE: O autor.

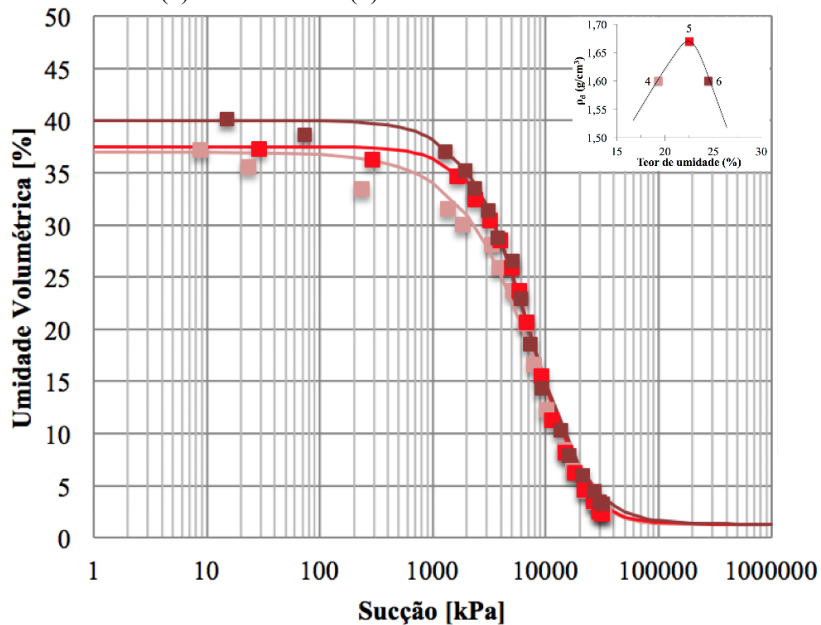
A partir do modelo proposto por van Genuchten (1980), para as diferentes condições de moldagem, são obtidos os gráficos apresentados na Figura 60, para o solo residual de diabásio e na Figura 61, para o solo residual de granito.

Figura 60 – Ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo residual de diabásio nas condições de moldagem no ramo seco (1), umidade ótima (2) e ramo úmido (3).



FONTE: O autor.

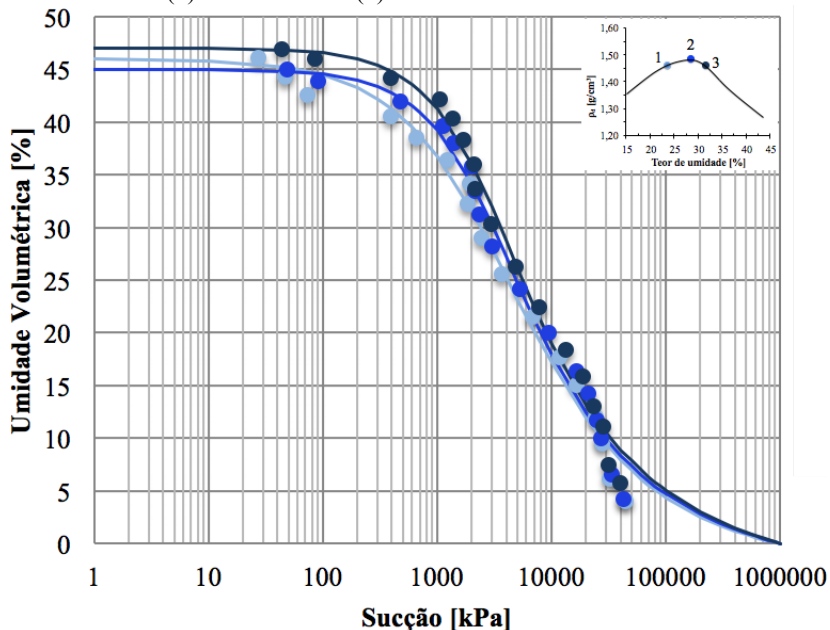
Figura 61 – Ajuste de van Genuchten (1980) para as curvas de retenção de água no solo residual de granito nas condições de moldagem no ramo seco (4), umidade ótima (5) e ramo úmido (6).



FONTE: O autor.

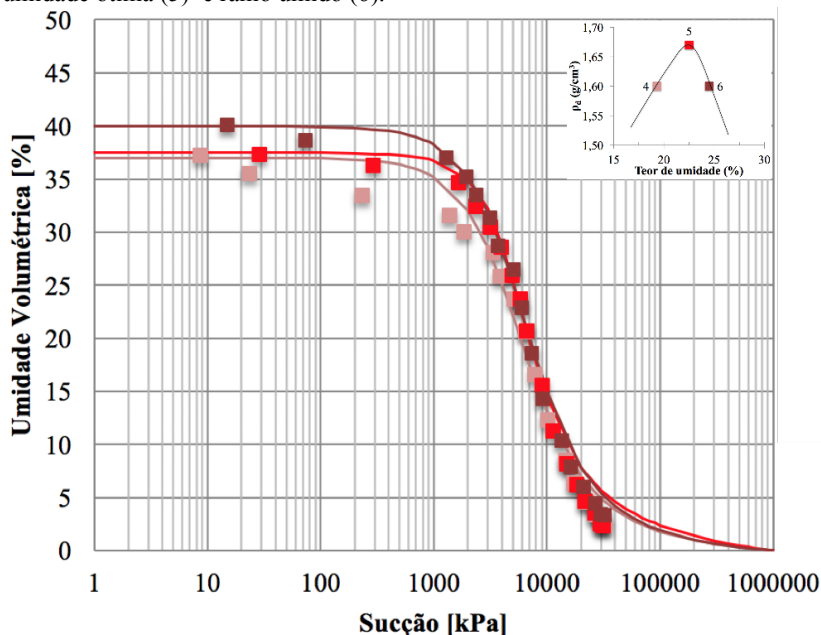
Utilizando o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994), para as diferentes condições de moldagem, são obtidos os gráficos apresentados na Figura 62, para o solo residual de diabásio e na Figura 63, para o solo residual de granito.

Figura 62 – Ajuste de Fredlund e Xing (1994) para as curvas de retenção de água no solo residual de diabásio nas condições de moldagem no ramo seco (1), umidade ótima (2) e ramo úmido (3).



FONTE: O autor.

Figura 63 - Ajuste de Fredlund e Xing (1994) para as curvas de retenção de água no solo residual de granito nas condições de moldagem no ramo seco (4), umidade ótima (5) e ramo úmido (6).



FONTE: O autor.

Avaliando os modelos aplicados para ajuste dos dados experimentais das curvas de retenção nos solos residuais de diabásio e de granito, o modelo proposto por van Genuchten (1980) resultou em melhor ajuste.

Ambos os modelos não representaram bem o início da dessaturação do corpo de prova. Para uma melhor averiguação dessa afirmação, é identificado o valor de sucção de entrada de ar no início da dessaturação do corpo de prova para cada curva de retenção segundo duas maneiras: (a) utilizando a curva de ajuste de van Genuchten (1980) e (b) visualmente identificando quando os pontos experimentais se afastam da reta horizontal $y = \theta_s$.

A Tabela 11 apresenta os valores de sucção de entrada de ar no início da dessaturação do corpo de prova definido segundo o ajuste de van Genuchten (1980) a curva de retenção e visualmente utilizando os pontos experimentais.

Tabela 11 - Sucção de entrada de ar no início da dessaturação.

Solo	Condição de moldagem	$\psi_a^{(a)}$ [kPa]	$\psi_a^{(b)}$ [kPa]
Diabásio	Ramo seco	7	20
	Umidade ótima	20	25
	Ramo úmido	25	30
Granito	Ramo seco	70	15
	Umidade ótima	300	35
	Ramo úmido	250	40

^(a) Determinado segundo a curva de ajuste de van Genuchten (1980)

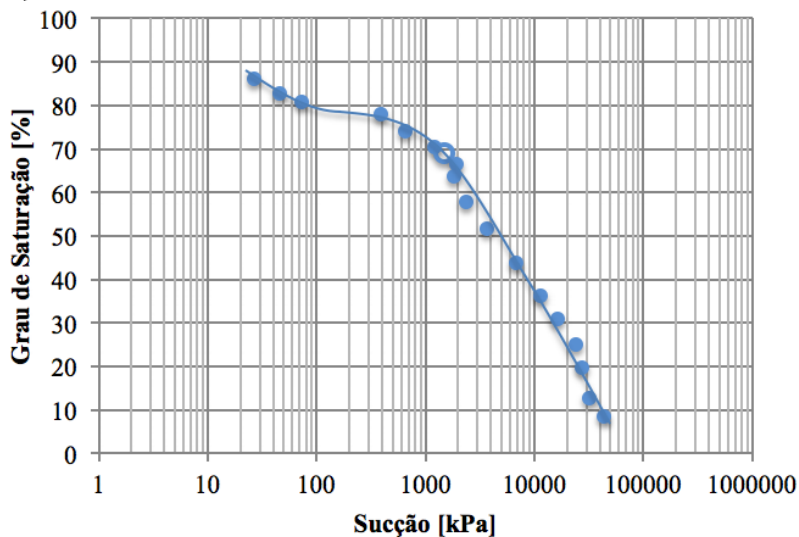
^(b) Determinado visualmente

FONTE: O autor.

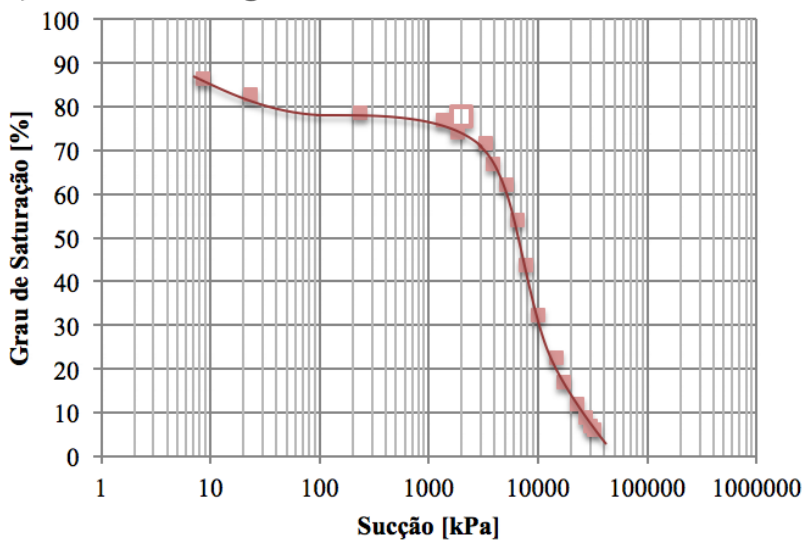
Para o solo moldado no ramo seco, é possível identificar uma leve distribuição bimodal, em que, nessas condições, o início da dessaturação é controlada pela macroestrutura. A Figura 64 apresenta em detalhes essa leve bimodalidade apresentada.

Figura 64 - Representação da leve distribuição bimodal apresentada nos solos compactados no ramo seco.

a) Solo residual de diabásio moldado no ramo seco



b) Solo residual de granito moldado no ramo seco



FONTE: O autor.

Verifica-se altos valores de sucção residual para as três condições de moldagem em ambos os solos estudados. Segundo Vanapalli et al. (1996) solos argilosos, com plasticidade intermediária a alta, podem apresentar condição residual acima de 1.500 kPa.

As curvas de retenção, para os dois solos estudados, apresentaram inclinações diferentes. O solo residual de diabásio a uma dada sucção matricial drena água nos poros de maneira mais uniforme que o solo residual de granito. Esse fato decorre da menor uniformidade na distribuição dos poros do solo residual de granito, comparado ao de diabásio. Uma declividade maior na curva de retenção, apresentada pelo solo residual de granito, indica a existência de maior quantidade de poros com mesma dimensão, dessaturando mais rapidamente.

5.4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência realizados neste trabalho: ensaio de cisalhamento direto CD e compressão simples, estão apresentados nos itens 5.4.1 e 5.4.2.

5.4.1 Cisalhamento direto CD

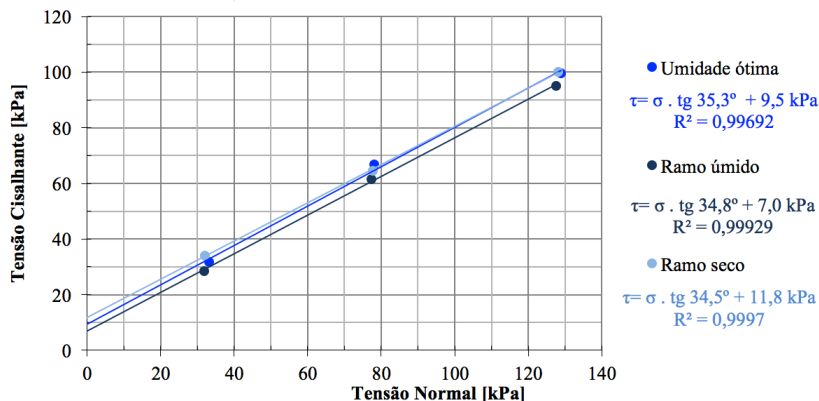
Os solos residuais de granito e diabásio foram ensaiados em cisalhamento direto na condição inundada, após terem sido moldados no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido. Os dados resultantes dos ensaios estão apresentados na Tabela 12, Figura 65 e Figura 66. Os relatórios dos ensaios estão apresentados no Apêndice C.

Tabela 12 - Resultado dos ensaios de cisalhamento direto.

Condição de moldagem	Solo residual de diabásio		Solo residual de granito	
	Ângulo de atrito [°]	Coesão efetiva [kPa]	Ângulo de atrito [°]	Coesão efetiva [kPa]
Ramo seco	34,5	11,8	31,9	10,7
Umidade ótima	35,3	9,5	32,8	12,6
Ramo úmido	34,8	7,0	31,7	11,3

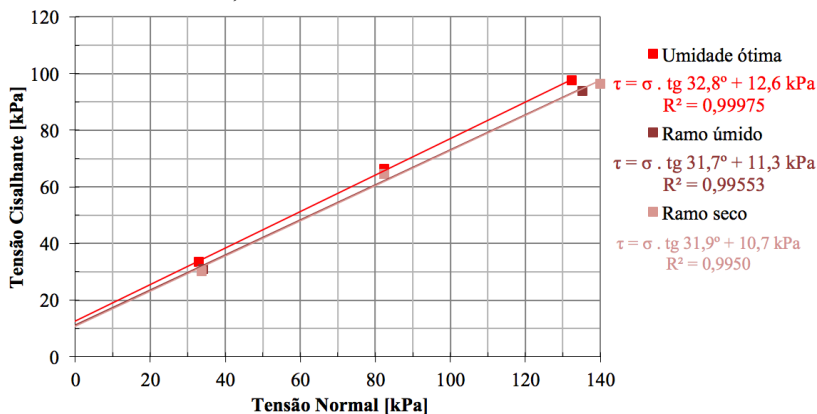
FONTE: O autor.

Figura 65 - Ensaio de cisalhamento direto para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.



FONTE: O autor.

Figura 66 - Ensaio de cisalhamento direto para o solo residual de granito moldado no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido.



FONTE: O autor.

Os ensaios exibiram valores maiores de ângulo de atrito efetivo para os solos moldados na umidade ótima. O que justifica uma maior resistência ao cisalhamento de solos na condição de umidade ótima de compactação.

Ainda assim, os resultados mostram que os parâmetros de resistência (i.e., ângulo de atrito e coesão efetiva) não sofrem significativas mudanças ao alterar o teor de umidade de compactação. Resultado este também observado por Stephens, Gallipoli e Toll (2004).

5.4.2 Compressão simples

Para cada solo estudado, foram realizados ensaios de compressão simples em diferentes sucções, para cada condição de moldagem, totalizando 78 corpos de prova. Os dados experimentais para os corpos de prova ensaiados, desde a moldagem, preparação e resultados dos ensaios de compressão simples, estão detalhados nas Tabelas 14 a 19.

As Figuras 67, 68 e 69 apresentam os gráficos tensão axial *versus* deformação específica axial, para o solo residual de diabásio nas condições de moldagem no ramo seco (1), umidade ótima (2) e ramo úmido (3), respectivamente. Enquanto, para o solo residual de granito, os gráficos tensão axial *versus* deformação específica axial nas condições de moldagem no ramo seco (4), umidade ótima (5) e ramo úmido (6) estão apresentados nas Figuras 70, 71 e 72, respectivamente. Nos gráficos, estão indicados valores de sucção para a qual o corpo de prova foi ensaiado.

Tabela 13 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado no ramo seco.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ϵ_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Ramo seco	CP01DS	1,44	68	0,99	34	U	1,34	86	1,13	45	95,34	4	3,94	34
	CP02DS	1,45	67	0,99	33	U	1,36	82	1,11	43	103,84	3	3,81	53
	CP03DS	1,46	69	0,96	34	U	1,40	79	1,06	41	127,85	6	2,76	72
	CP04DS	1,45	68	0,98	34	U	1,37	79	1,10	42	133,21	4	3,58	94
	CP05DS	1,46	69	0,97	34	U	1,41	76	1,04	39	149,6	7	2,60	149
	CP06DS	1,46	69	0,97	34	U	1,41	74	1,03	38	184,65	8	2,97	274
	CP07DS	1,45	69	0,98	34	U	1,41	72	1,03	37	215,38	10	2,86	439
	CP08DS	1,44	68	0,99	34	U	1,41	69	1,03	35	267,65	11	2,91	854
	CP09DS	1,45	68	0,98	34	U	1,43	68	1,01	34	283,46	13	2,49	1148
	CP10DS	1,44	67	1,00	33	S	1,44	65	1,00	32	347,2	17	2,51	1434
	CP11DS	1,46	69	0,97	34	S	1,45	64	0,98	32	388,7	18	2,77	1583
	CP12DS	1,44	68	1,00	34	S	1,47	44	0,95	22	755,74	26	3,58	5853
	CP13DS	1,45	70	0,98	35	S	1,49	35	0,92	17	815,99	28	3,61	12761

Trajetória: U – umedecimento; S – secagem.

FONTE: O autor.

Tabela 14 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ϵ_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Umidade ótima	CP01DO	1,44	82	0,99	41	U	1,4	87	1,05	45	157,98	6	3,93	57
	CP02DO	1,47	84	0,95	41	U	1,42	88	1,03	44	167,05	5	3,87	75
	CP03DO	1,47	86	0,96	42	U	1,44	86	0,99	43	203,02	8	3,54	132
	CP04DO	1,47	86	0,95	42	U	1,43	86	1,01	43	220,41	8	3,52	285
	CP05DO	1,46	85	0,96	42	S	1,46	81	0,96	40	305,79	13	3,22	727
	CP06DO	1,47	84	0,95	41	S	1,46	81	0,96	40	315,30	14	3,06	862
	CP07DO	1,46	85	0,97	42	S	1,46	77	0,96	38	338,16	15	3,09	1013
	CP08DO	1,48	87	0,94	42	S	1,5	72	0,91	34	506,42	19	3,71	1647
	CP09DO	1,48	86	0,95	42	S	1,49	73	0,93	35	450,21	18	3,44	1685
	CP10DO	1,47	86	0,95	42	S	1,49	70	0,93	34	517,27	20	3,75	1837
	CP11DO	1,47	86	0,96	42	S	1,51	57	0,9	27	778,28	24	3,45	3625
	CP12DO	1,48	87	0,94	42	S	1,55	33	0,85	15	1247,55	30	4,15	17722

Trajetória: U – umedecimento; S – secagem.

FONTE: O autor.

Tabela 15 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ϵ_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Ramo úmido	CP01DU	1,41	87	1,03	44	U	1,38	89	1,07	46	132,91	5	3,50	50
	CP02DU	1,43	89	1,01	45	S	1,39	87	1,06	45	168,10	6	3,63	79
	CP03DU	1,43	89	1,01	45	S	1,43	87	1,00	44	204,14	10	2,87	424
	CP04DU	1,43	89	1,01	44	S	1,43	85	1,01	43	256,24	11	3,35	727
	CP05DU	1,44	92	0,99	46	S	1,45	85	0,98	42	265,87	10	3,64	910
	CP06DU	1,44	91	0,99	45	S	1,47	83	0,96	40	330,95	12	3,71	1274
	CP07DU	1,44	91	1,00	45	S	1,47	76	0,96	37	404,22	16	3,65	1336
	CP08DU	1,44	91	1,00	45	S	1,47	74	0,96	36	409,16	17	3,34	1452
	CP09DU	1,43	90	1,00	45	S	1,45	76	0,98	38	373,93	15	3,70	1478
	CP10DU	1,44	91	0,99	45	S	1,47	71	0,95	35	457,43	17	3,63	1685
	CP11DU	1,45	93	0,98	46	S	1,50	61	0,92	29	678,10	22	3,30	2977
	CP12DU	1,45	92	0,98	46	S	1,53	35	0,87	16	1120,80	30	5,04	16510

Trajectoria: U – umedecimento; S – secagem.

FONTE: O autor.

Tabela 16 - Condições de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado no ramo seco.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ε_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Ramo seco	CP01GS	1,62	70	0,67	28	U	1,55	84	0,75	36	30,62	1	3,38	6
	CP02GS	1,61	79	0,68	32	U	1,53	85	0,77	37	42,49	2	3,38	11
	CP03GS	1,62	76	0,67	31	U	1,54	83	0,76	36	52,39	2	3,16	14
	CP04GS	1,62	78	0,67	31	U	1,57	79	0,73	33	99,92	4	3,01	62
	CP05GS	1,63	78	0,67	31	U	1,57	81	0,72	34	109,50	4	3,06	73
	CP06GS	1,62	77	0,68	31	U	1,58	78	0,71	32	146,02	6	3,82	261
	CP07GS	1,61	76	0,69	31	U	1,58	76	0,72	32	164,34	7	3,86	461
	CP08GS	1,62	75	0,67	30	S	1,58	74	0,72	31	215,40	10	2,61	861
	CP09GS	1,61	77	0,68	31	S	1,67	42	0,62	16	294,16	12	3,19	1255
	CP10GS	1,62	77	0,67	31	S	1,60	75	0,69	31	319,07	17	2,70	1682
	CP11GS	1,64	71	0,65	28	S	1,62	70	0,68	28	406,70	18	3,08	1791
	CP12GS	1,64	70	0,66	28	S	1,62	69	0,67	28	450,75	21	2,76	1804
	CP13GS	1,62	74	0,68	30	S	1,62	72	0,67	29	538,81	25	2,88	1983
	CP14GS	1,62	77	0,68	31	S	1,66	66	0,64	26	1048,37	32	4,26	4911
	CP15GS	1,62	75	0,67	30	S	1,65	36	0,64	14	1006,73	33	3,76	8885

Trajetória: U – umedecimento; S – secagem.

FONTE: O autor.

Tabela 17 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado na umidade ótima.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ϵ_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Umidade ótima	CP01GO	1,68	97	0,61	37	U	1,63	95	0,66	38	117,25	3	5,24	31
	CP02GO	1,65	96	0,64	37	U	1,61	93	0,68	38	99,89	4	3,58	35
	CP03GO	1,67	96	0,62	37	U	1,62	97	0,67	39	161,64	5	5,50	78
	CP04GO	1,68	95	0,62	36	S	1,65	94	0,64	37	211,43	8	4,73	126
	CP05GO	1,65	96	0,64	38	S	1,65	95	0,64	37	229,09	10	5,05	450
	CP06GO	1,68	97	0,62	37	S	1,67	94	0,62	36	212,66	9	4,55	783
	CP07GO	1,68	96	0,61	36	S	1,70	95	0,60	36	379,49	16	5,17	1132
	CP08GO	1,66	95	0,63	37	S	1,69	94	0,61	36	334,77	15	5,28	1145
	CP09GO	1,65	94	0,64	37	S	1,67	95	0,62	37	411,91	19	5,65	1718
	CP10GO	1,67	99	0,62	38	S	1,70	96	0,60	36	506,52	22	6,13	1851
	CP11GO	1,64	101	0,65	40	S	1,77	58	0,53	20	1136,45	29	3,65	6571

Trajectoria: U – umedecimento; S – secagem.

FONTE: O autor.

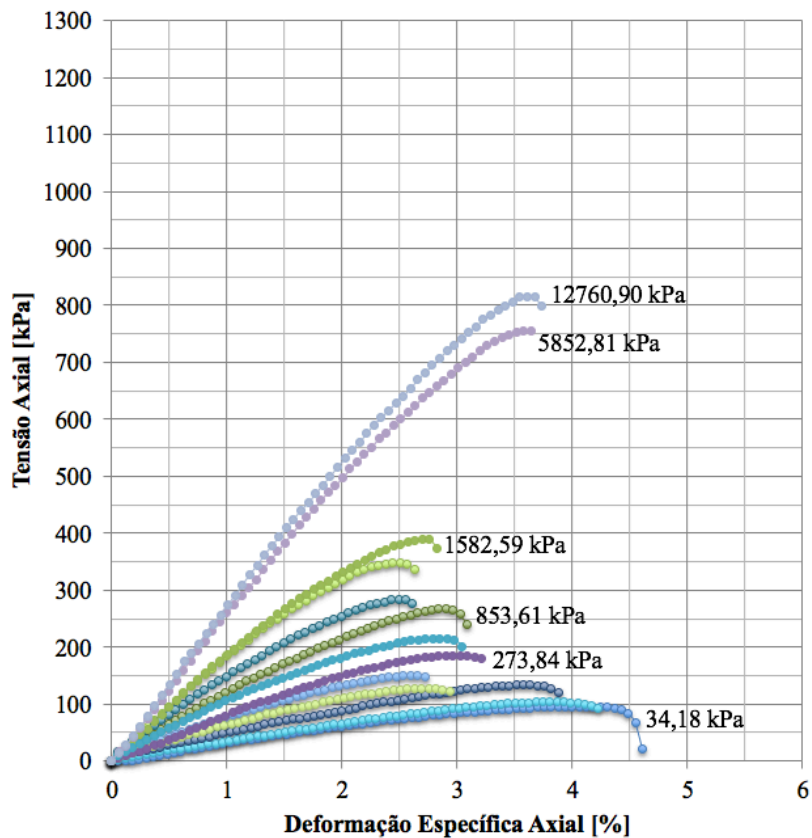
Tabela 18 - Condições iniciais de moldagem, preparação dos corpos de prova e resultados dos ensaios de compressão simples realizados no solo residual de granito moldado no ramo úmido.

MOLDAGEM						PREPARAÇÃO					RESULTADOS			
Umidade de moldagem	Corpo de prova	ρ_d	S	e	θ	Traj.	ρ_d	S	e	θ	σ_1	E	ε_r	Sucção
[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]		[g/cm ³]	[%]		[%]	[kPa]	[MPa]	[%]	[kPa]
Ramo úmido	CP01GU	1,66	99	0,63	38	S	1,55	88	0,75	38	84,03	2	5,71	15
	CP02GU	1,61	97	0,68	39	S	1,60	95	0,70	39	118,44	4	5,97	34
	CP03GU	1,60	97	0,69	40	S	1,58	95	0,71	39	110,47	4	5,08	46
	CP04GU	1,62	98	0,67	39	S	1,61	96	0,68	39	163,92	8	5,69	174
	CP05GU	1,65	102	0,64	40	S	1,64	99	0,68	40	169,04	6	6,26	209
	CP06GU	1,63	99	0,66	40	S	1,63	95	0,67	38	199,95	8	5,84	372
	CP07GU	1,62	98	0,67	39	S	1,62	92	0,68	37	206,94	9	5,17	463
	CP08GU	1,64	98	0,65	39	S	1,66	98	0,63	38	199,52	8	4,85	613
	CP09GU	1,62	102	0,68	41	S	1,58	93	0,71	39	181,71	8	4,98	916
	CP10GU	1,62	98	0,67	39	S	1,64	93	0,68	38	283,94	11	5,99	1158
	CP11GU	1,63	100	0,66	40	S	1,63	91	0,66	36	278,14	11	6,51	1269
	CP12GU	1,62	98	0,67	39	S	1,64	94	0,65	37	258,10	11	6,02	1302
	CP13GU	1,63	97	0,66	39	S	1,65	92	0,64	36	296,07	17	5,16	1658
	CP14GU	1,61	96	0,68	39	S	1,73	49	0,56	18	986,73	26	3,55	8189

Trajetória: U – umedecimento; S – secagem.

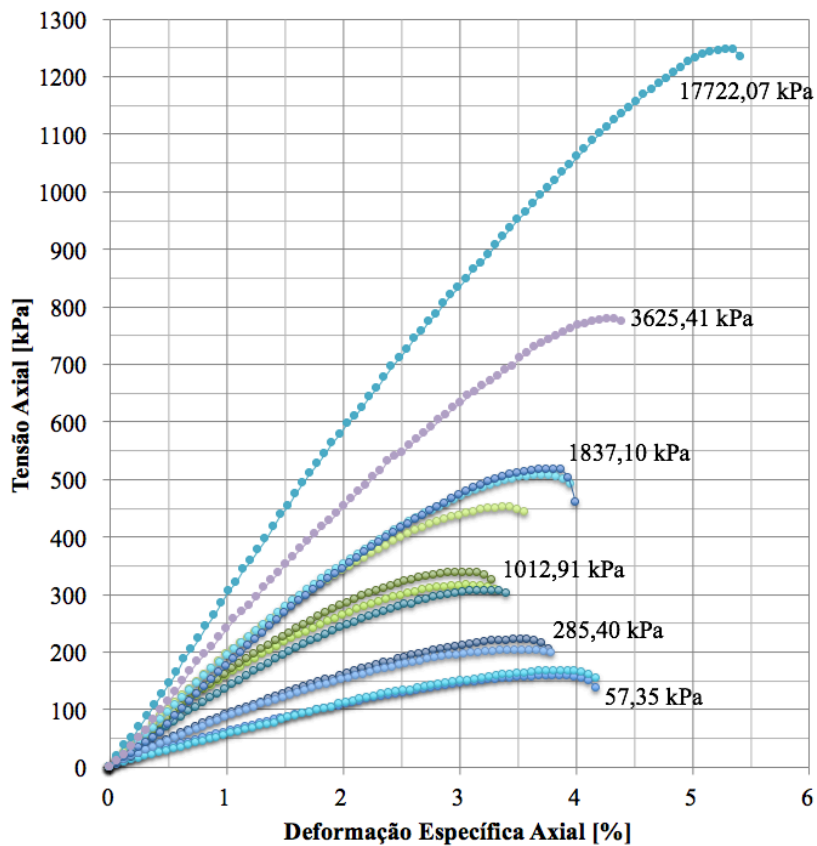
FONTE: O autor.

Figura 67 - Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.



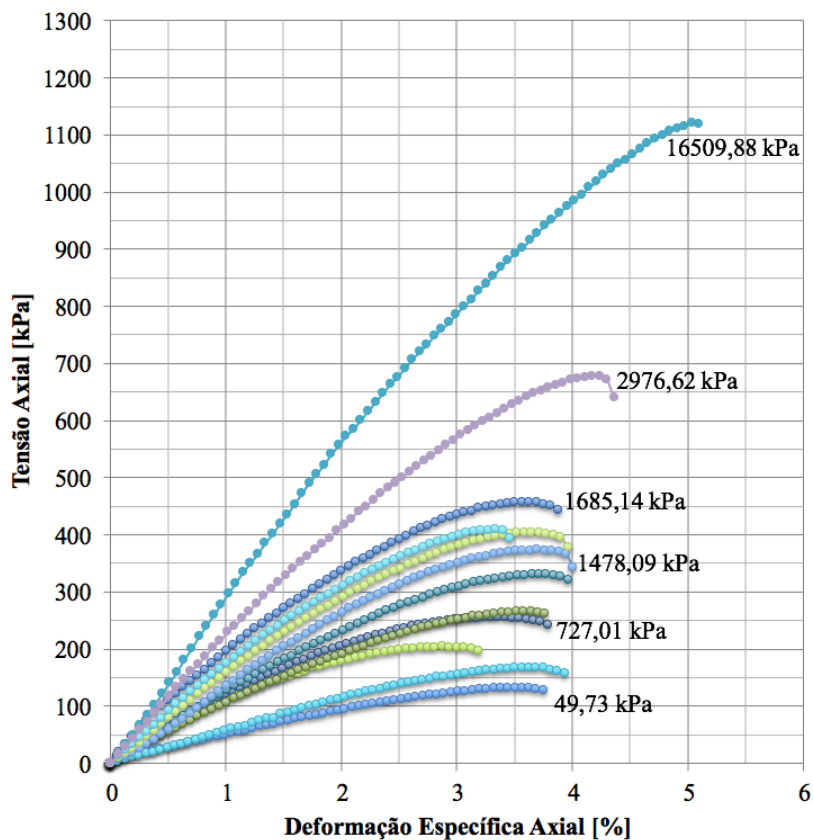
FONTE: O autor.

Figura 68 - Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.



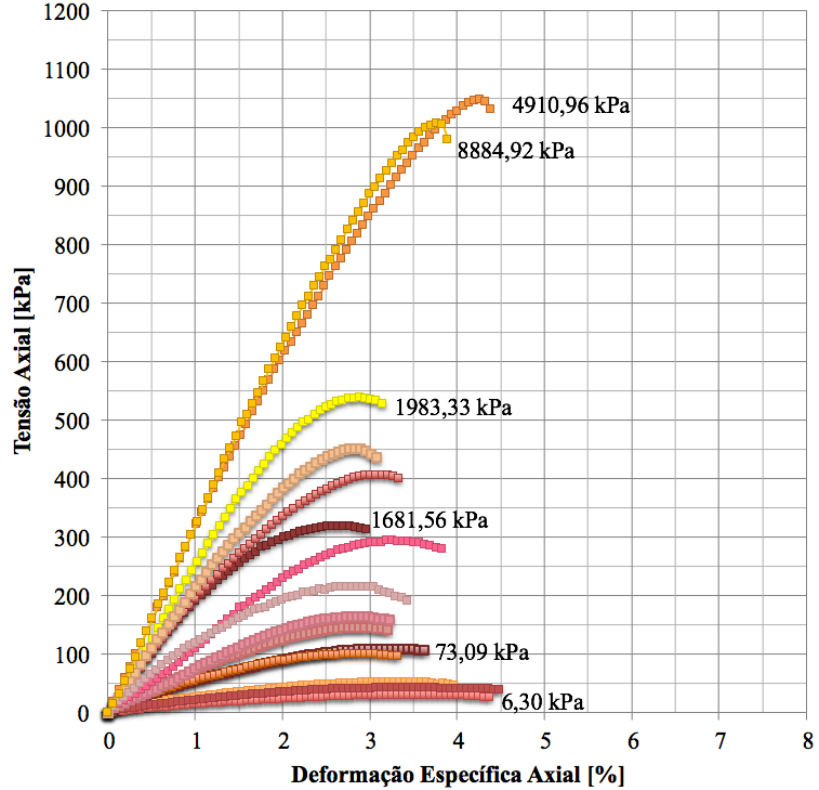
FONTE: O autor.

Figura 69 - Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.



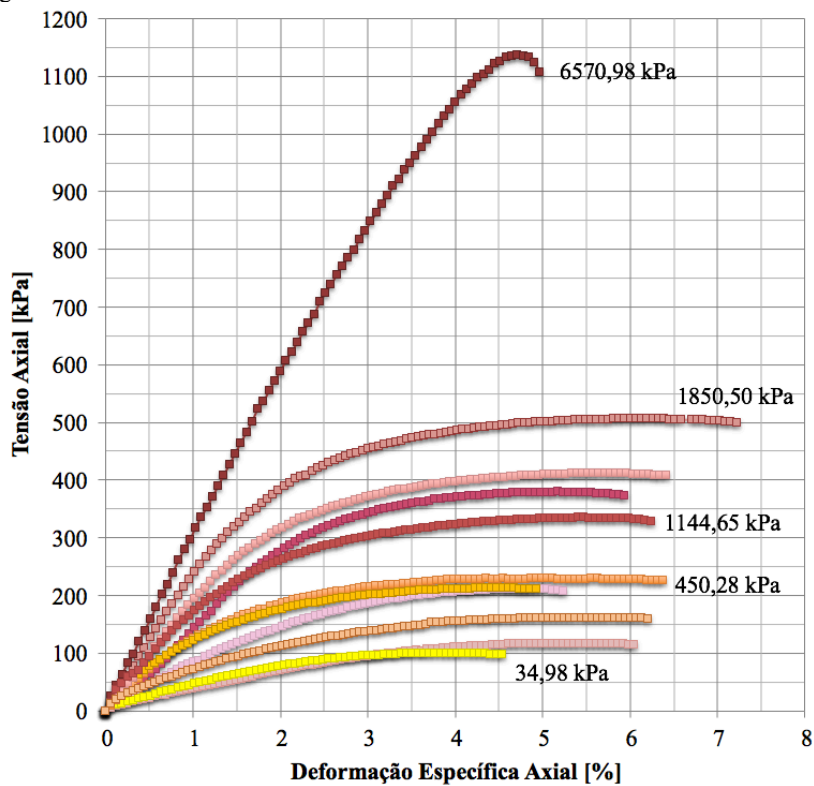
FONTE: O autor.

Figura 70 – Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de granito moldado no ramo seco.



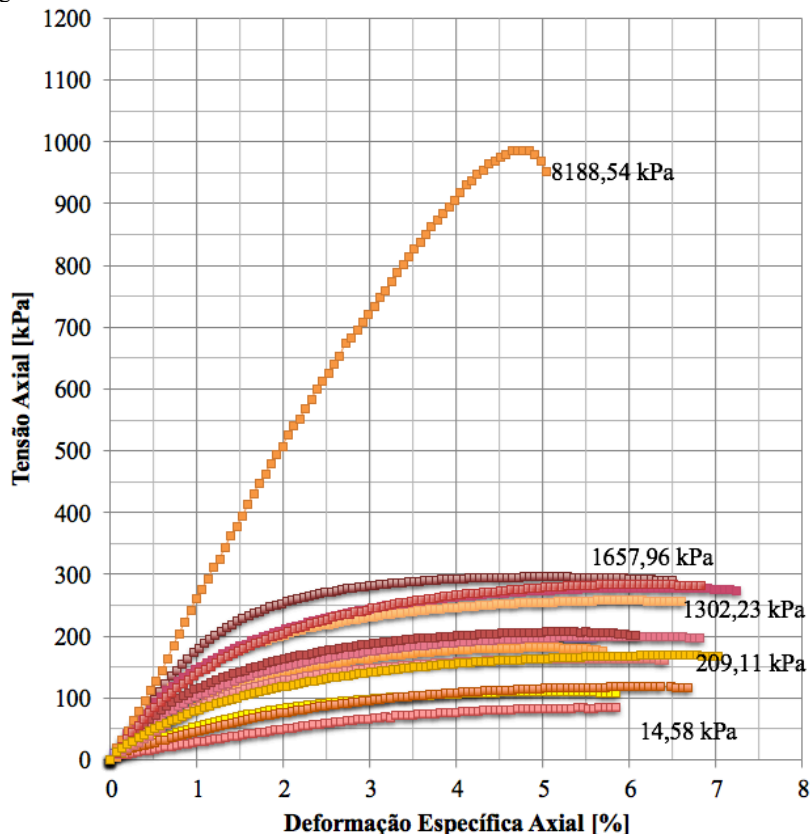
FONTE: O autor.

Figura 71 – Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Figura 72 - Tensão axial *versus* deformação específica para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.

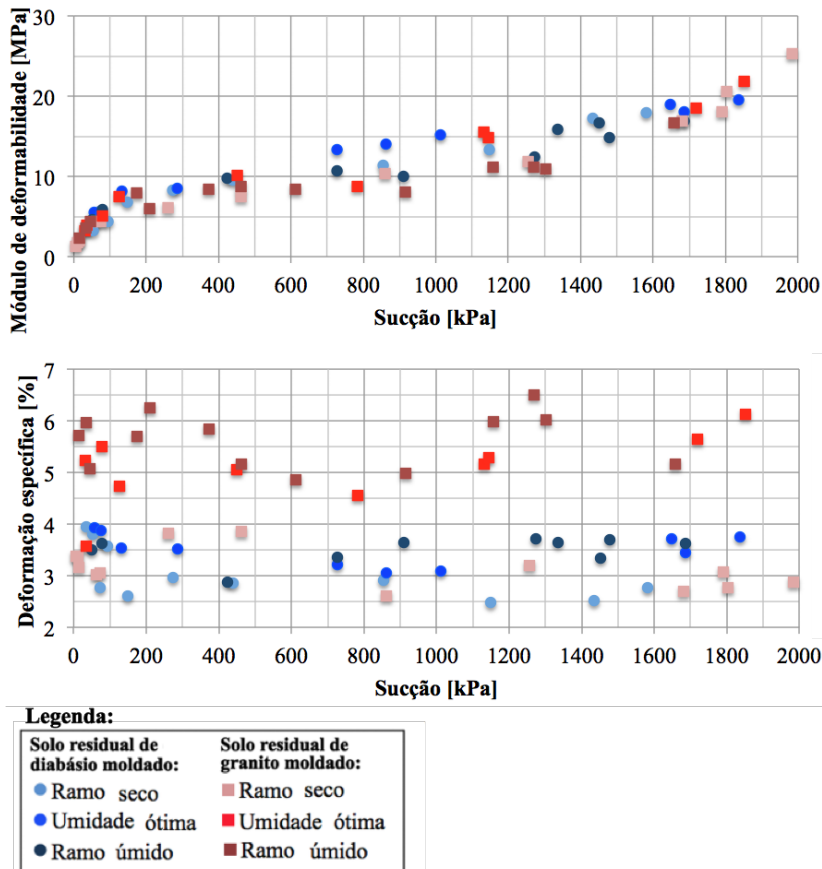


FONTE: O autor.

Os resultados apresentados mostram que há o aumento da resistência do solo com o aumento da sucção. Da mesma forma, o módulo de elasticidade cresce com o incremento de sucção dos corpos de prova. Também é verificada que o solo residual de granito apresenta, para um mesmo valor de sucção inicial, maior deformação específica axial antes da ruptura, quando comparado ao solo residual de diabásio. Ainda assim, para ambos os solos, a condição de moldagem no ramo seco apresentou deformação específica axial antes da ruptura inferior a das condições de moldagem na umidade ótima e no ramo úmido. A Figura 73 apresenta o módulo de deformabilidade e a deformação

específica dos solos residuais de diabásio e granito moldados no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido da curva de compactação.

Figura 73 – Módulo de deformabilidade e deformação específica em função da sucção do solo residual de diabásio e granito moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.



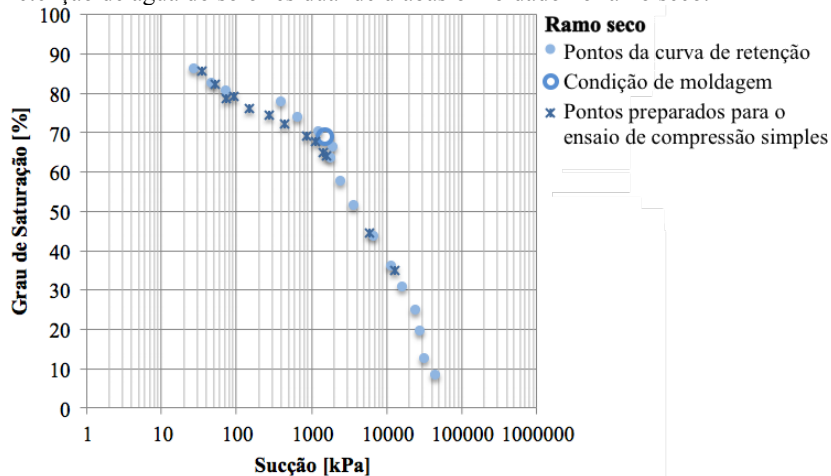
FONTE: O autor.

Como destacado por Pinto (2006), a deformabilidade cresce com o aumento da umidade de moldagem. Desta forma, é possível verificar que a estrutura formada na moldagem dos corpos de prova no ramo seco, ou seja, a formação de dupla divisão da estrutura em microestrutura e macroestrutura, em que há as agregações de argilas, faz com que o solo se comporte de uma maneira mais grosseira que a sua

classificação. Cabe, por oportuno, destacar o estudo de Toll (2000) que constata o aumento da formação das agregações de argilas (i.e., formação da macroestrutura) em solos compactados a graus de saturação inferiores a 90 %, como é o caso dos corpos de prova moldados no ramo seco para os solos residuais de diabásio e granito estudado neste trabalho.

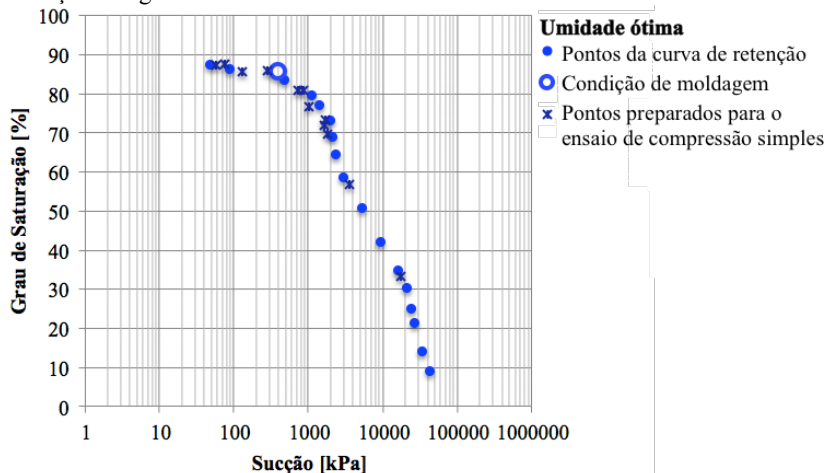
Com relação a curva de retenção de água no solo, as Figuras 74 e 79 apresentam as condições dos corpos de prova, após secagem ou umedecimento, em relação aos pontos experimentais das curvas de retenção obtidas para as três condições de moldagem para o solo residual de diabásio e granito, respectivamente.

Figura 74 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado no ramo seco.



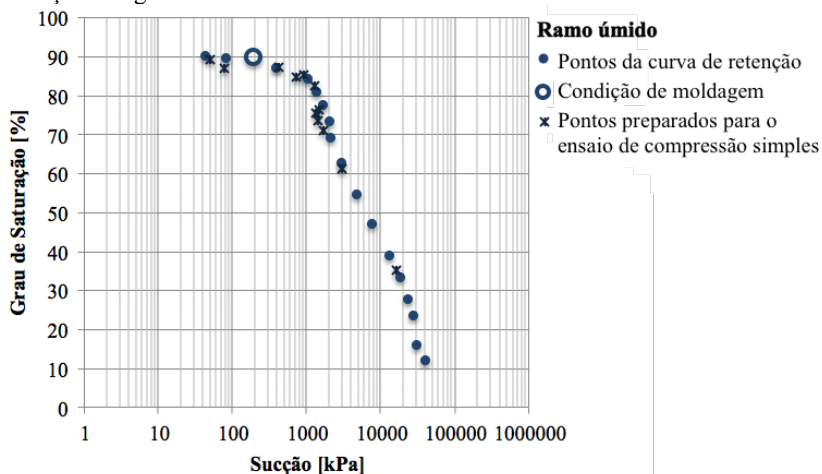
FONTE: O autor.

Figura 75 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.



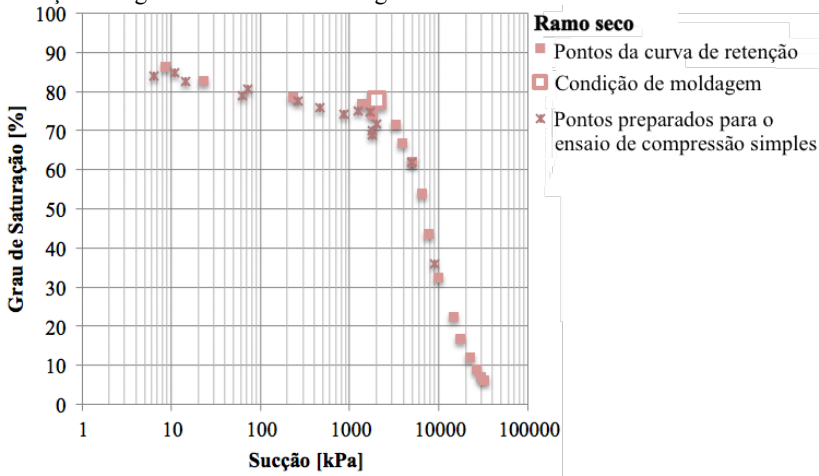
FONTE: O autor.

Figura 76 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.



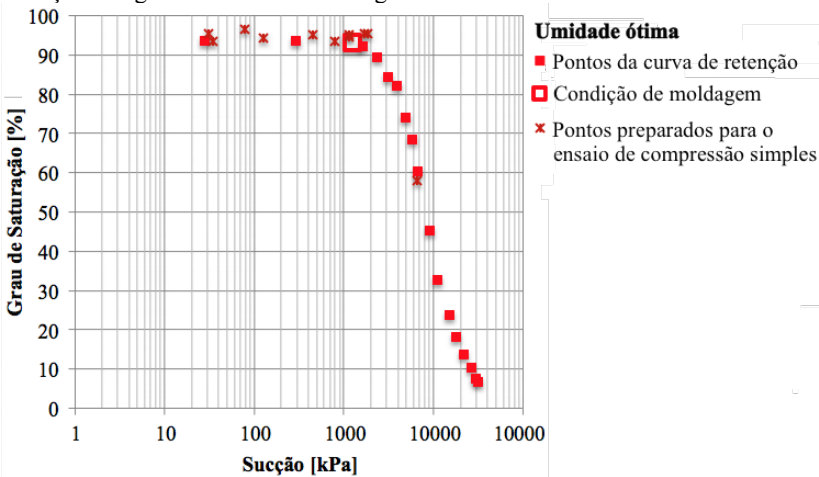
FONTE: O autor.

Figura 77 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado no ramo seco.



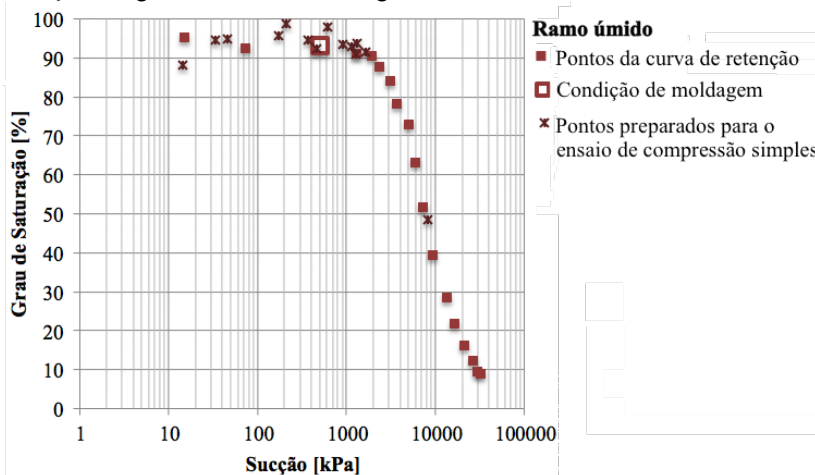
FONTE: O autor.

Figura 78 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Figura 79 - Pontos experimentais dos corpos de prova moldados e preparados para os ensaios de compressão simples relacionados com os pontos da curva de retenção de água do solo residual de granito moldado no ramo úmido.



FONTE: O autor.

A partir das Figuras 74 e 79, é possível verificar que os corpos de prova preparados em diferentes condições de sucção por secagem ou umedecimento para a realização dos ensaios de compressão simples, definem praticamente a curva de retenção obtida por saturação e secagem.

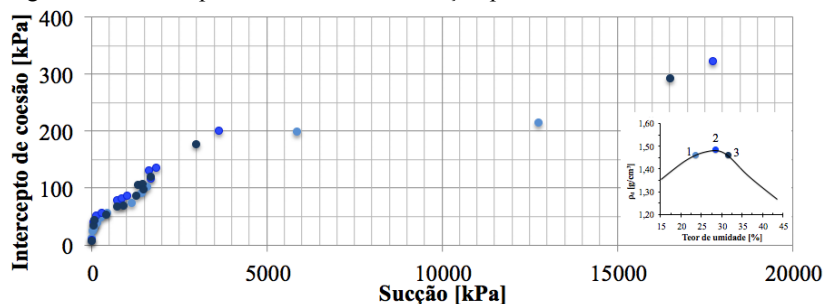
Como os ensaios foram realizados em diferentes condições de sucção, para análise dos dados, fez-se a representação dessas resistências no plano tensão cisalhante *versus* sucção, através do intercepto de coesão.

5.4.3 Intercepto de coesão

O intercepto de coesão é a representação da resistência ao cisalhamento não confinada no plano tensão cisalhante *versus* sucção, como apresentado na Figura 28 deste trabalho. Para essa determinação, o ângulo de atrito é suposto constante à medida que a sucção varia.

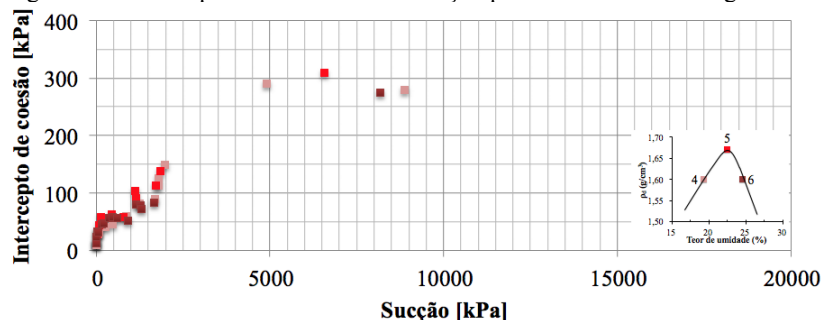
As Figuras 80 e 81 apresentam o intercepto de coesão dos ensaios realizados nas diferentes condições de moldagem para os solos residuais de diabásio e granito, respectivamente.

Figura 80 – Intercepto de coesão *versus* sucção para o solo residual de diabásio.



FONTE: O autor.

Figura 81 – Intercepto de coesão *versus* sucção para o solo residual de granito.



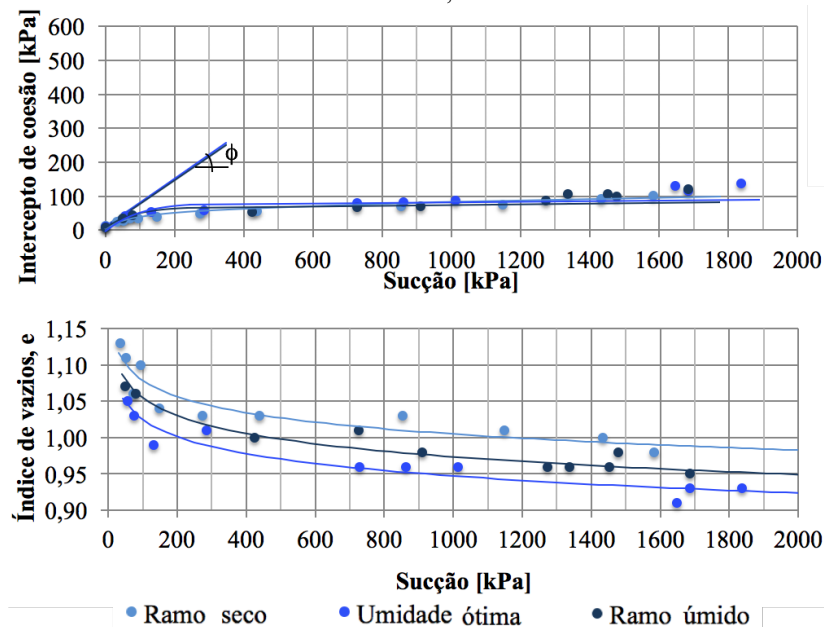
FONTE: O autor.

A partir dos dados apresentados nas Figuras 80 e 81, é possível verificar valores de resistência superiores para a condição de moldagem na umidade ótima em ambos os solos estudados. Outrossim, que há um acréscimo da resistência em função do aumento da sucção. Para sucções bem baixas, até 100 kPa, o incremento da resistência ocorre a uma taxa alta, enquanto para maiores sucções, há uma redução dessa taxa do incremento da resistência em função da sucção. Ainda assim, há um aumento da resistência em função da sucção, se mantendo estável para sucções em torno de 5.000 kPa. Vanapalli et al. e Escario e Juca (1989) indicam que quando o solo possui uma alta porcentagem de finos, como é o caso do solo estudado (i.e., passante na peneira #10), a queda da resistência ocorre apenas para altos valores de sucção.

A fim de um melhor entendimento do comportamento da resistência em função da sucção, fez-se a representação gráfica da resistência ao cisalhamento em função da coesão, relacionada ao índice

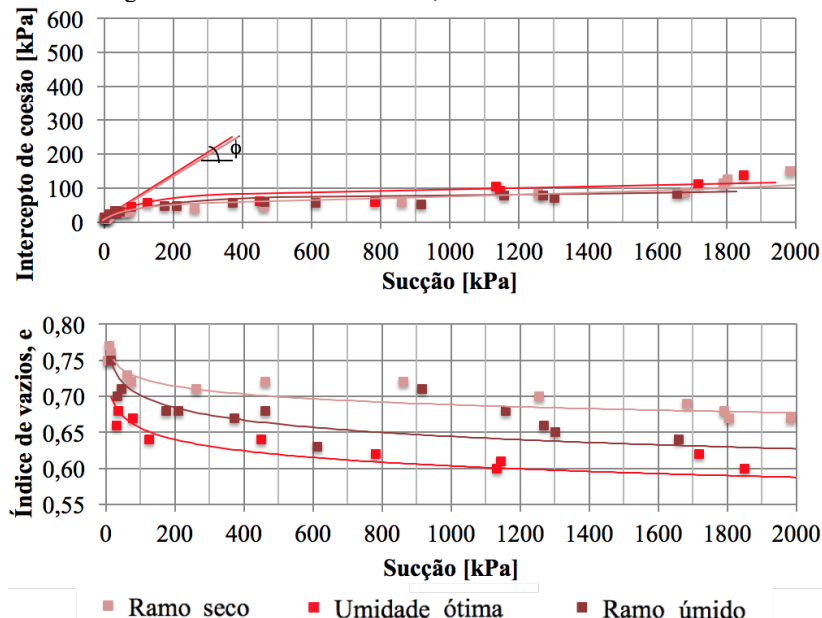
de vazios em função da sucção. As Figuras 82 e 83 apresentam o comportamento da resistência em função da sucção até 2.000 kPa, em escala linear, para o solo residual de diabásio e de granito, respectivamente.

Figura 82 - Resistência e índice de vazios em função da sucção para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.



FONTE: O autor.

Figura 83 - Resistência e índice de vazios em função da sucção para o solo residual de granito moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido.



FONTE: O autor.

Os resultados apresentados mostram valores superiores de resistência para a condição de moldagem na umidade ótima para ambos os solos estudados. Os solos moldados no ramo seco e no ramo úmido apresentaram comportamento semelhante, atingindo resistências inferiores às resistências obtidas na condição de moldagem na umidade ótima e com mesma ordem de grandeza.

Segundo Marinho e Oliveira (2012), a sucção perde a sua eficácia em aumentar a resistência ao cisalhamento não confinada a partir do momento em que há a redução da taxa de variação do volume do corpo de prova. Essa condição é verificada nos gráficos apresentados nas Figuras 82 e 83.

Ao avaliar o comportamento da resistência em função do acréscimo de sucção, verifica-se um crescimento rápido e linear (i.e., $\phi' = \phi^b$) da resistência até aproximadamente 50 kPa de sucção, ponto no qual a sucção começa a perder eficácia no incremento da resistência, crescendo a uma taxa inferior (i.e., $\phi^b < \phi'$), tendendo a formar um patamar (i.e., $\phi^b = 0$) até aproximadamente 600 kPa para o solo

residual de diabásio e 1000 kPa para o solo residual de granito. Após esses valores de sucção, a resistência segue aumentando para os dois solos estudados nas diferentes condições de moldagem a uma taxa de crescimento $\phi^b < \phi'$.

É importante verificar a semelhança dos intervalos observados por Oliveira e Marinho (2015), com os obtidos neste trabalho. Ainda assim, Oliveira e Marinho (2015), observando o comportamento até 1.000 kPa, verificaram que, quando o índice de vazios não reduz com o aumento da sucção, essa não exerce mais influência na resistência (i.e., $\phi^b = 0$). O mesmo não foi verificado neste estudo, em que a resistência segue aumentando, mesmo após uma estabilização do volume do corpo de prova na etapa de preparação por umedecimento ou secagem.

Igualmente averiguado por Vanapalli, Fredlund e Pufahl (1996) e Oliveira (2004), a máxima sucção do ajuste linear para os solos estudados corresponde ao início da dessaturação dos corpos de prova, e não da entrada de ar generalizada.

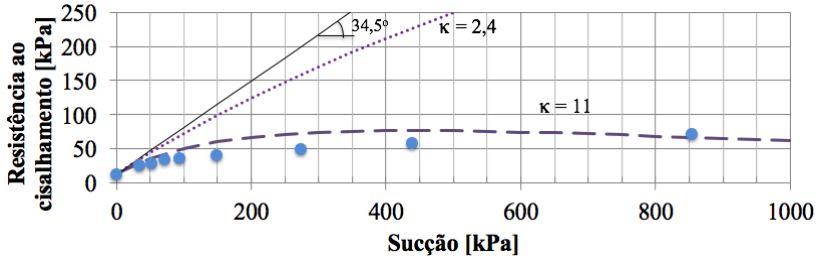
5.5 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE PREVISÃO DA RESISTÊNCIA

A previsão da resistência é realizada neste trabalho segundo três métodos: Vanapalli et al. (1996), Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006). Ainda que, segundo Karube (1988), Vanapalli (1994), Vanapalli et al. (1996), para fins mais práticos, o valor de ϕ' pode ser considerado constante para valores de sucção inferiores a 500 kPa, a aplicação dos métodos, que consideram c' e ϕ' parâmetros independentes da sucção matricial, é aplicada neste trabalho para os dados até 1.000 kPa. Esse limite é determinado conforme o modelo de Vanapalli et al. (1996), que permite sua aplicação para faixa de sucção de interesse até 1.000 kPa, visto que, Khalili e Khabbaz (1998) e Vilar (2006) não limitam a faixa de sucção de aplicação dos métodos.

5.5.1 Método de Vanapalli et al. (1996)

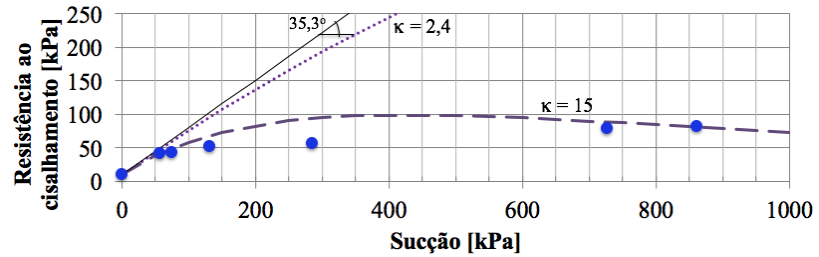
A aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) aos dados experimentais do intercepto de coesão em função do acréscimo de sucção até 1.000 kPa, bem como o ângulo de atrito efetivo dos solos residuais de diabásio e granito moldados no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido, estão apresentados na Figura 84 a 86 para o solo residual de diabásio e 87 a 89 para o solo residual de granito.

Figura 84 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.



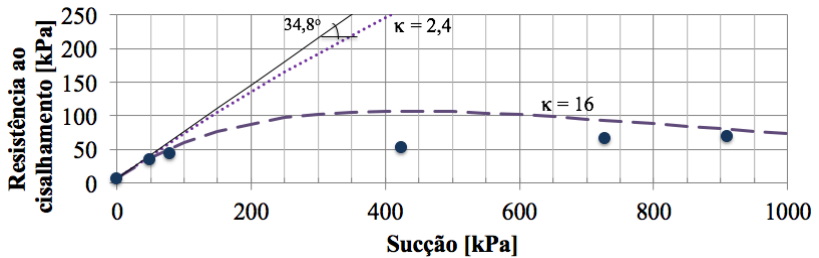
FONTE: O autor.

Figura 85 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.



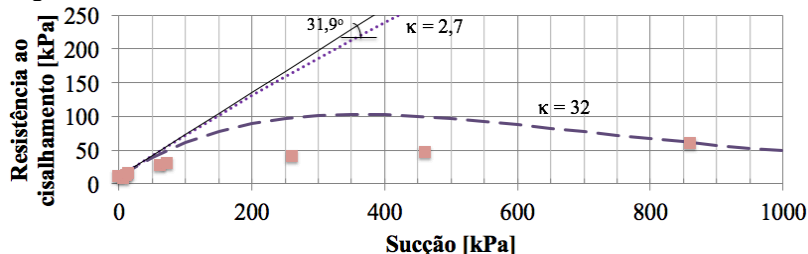
FONTE: O autor.

Figura 86 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.



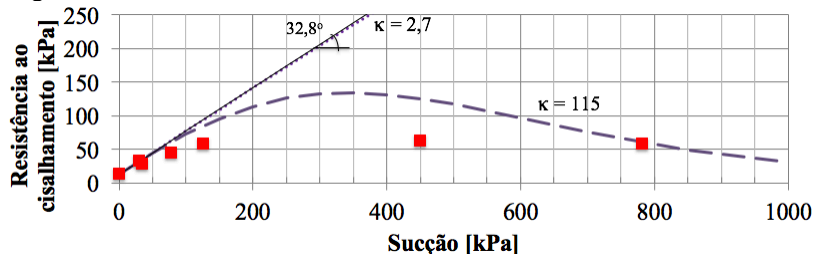
FONTE: O autor.

Figura 87 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado no ramo seco.



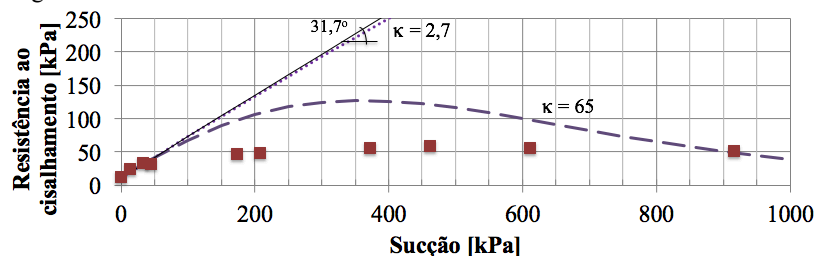
FONTE: O autor.

Figura 88 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Figura 89 - Aplicação do método de Vanapalli et al. (1996) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.



FONTE: O autor.

É importante salientar que para Vanapalli et al. (1996), duas previsões são apresentadas nas Figuras 79 a 81: uma para o valor do parâmetro de correlação κ estimado em função do Índice de Plasticidade (ver Figura 34), segundo Vanapalli e Fredlund (2000), e outra, para o valor de κ que melhor se ajusta aos dados experimentais. A Tabela 19

apresenta o parâmetro de correlação κ determinado utilizando o IP e o seu valor que melhor ajustou aos resultados experimentais.

Tabela 19 - Parâmetro de correlação κ para Vanapalli et al. (1996).

Solo	Condição de moldagem	κ^*	$\kappa_{ajustado}$
Diabásio	Ramo seco	2,4	11
	Umidade ótima	2,4	15
	Ramo úmido	2,4	16
Granito	Ramo seco	2,7	32
	Umidade ótima	2,7	115
	Ramo úmido	2,7	65

* Determinado segundo Vanapali e Fredlund (2000)

FONTE: O autor.

A partir dos resultados, verifica-se que o modelo de Vanapalli et al. (1996) não representou bem o comportamento da resistência em função da sucção. Os valores de κ , que fornecem o melhor ajuste aos pontos experimentais dos solos estudados, são muito maiores que os sugeridos pela correlação com o IP.

5.5.2 Método de Khalili e Khabbaz (1998)

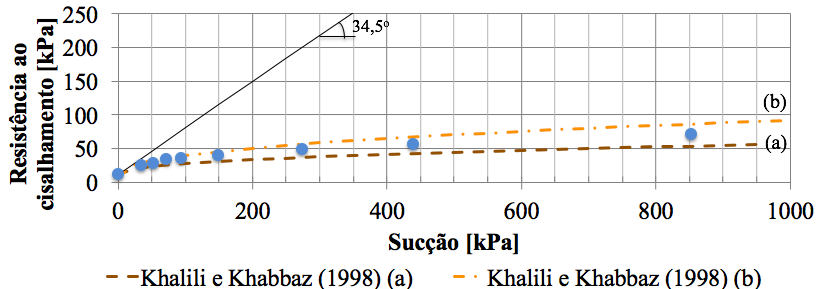
A aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) aos dados experimentais do intercepto de coesão em função do acréscimo de sucção até 1.000 kPa, bem como o ângulo de atrito efetivo dos solos residuais de diabásio e granito moldados no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido, estão apresentados na Figura 90 a 92 para o solo residual de diabásio e 93 a 95 para o solo residual de granito.

É importante salientar que, a previsão realizada pelo método de Khalili e Khabbaz (1998) é feita segundo a entrada de ar do início da dessaturação, como recomendado por Oliveira (2004), apresentando melhor ajuste aos pontos experimentais.

Nas figuras 90 a 95 o modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998) foi aplicado considerando a sucção correspondente ao início da dessaturação obtida de duas formas diferentes: (a) através da curva de retenção obtida pelo ajuste proposto por van Genuchten (1980) e (b) através de uma análise visual utilizando os pontos experimentais da curva de retenção, determinadas na Tabela 11 deste trabalho. Essa análise foi realizada devido ao fato de não ter sido constatado um ajuste

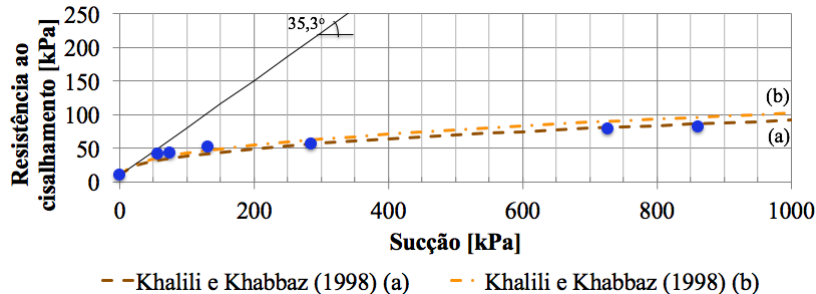
excelente entre o modelo proposto por van Genuchten (1980) e os pontos experimentais da curva de retenção em seu trecho inicial correspondente ao início da entrada de ar.

Figura 90 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



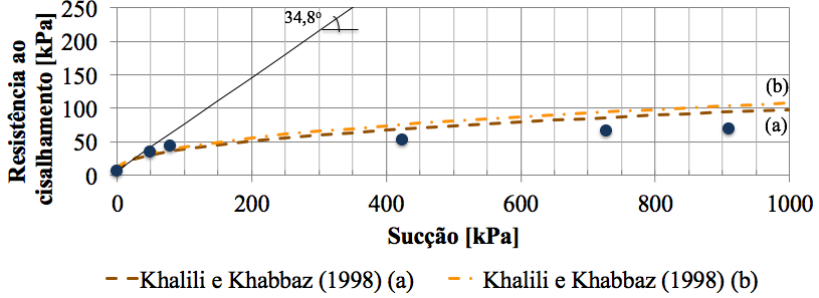
FONTE: O autor.

Figura 91 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



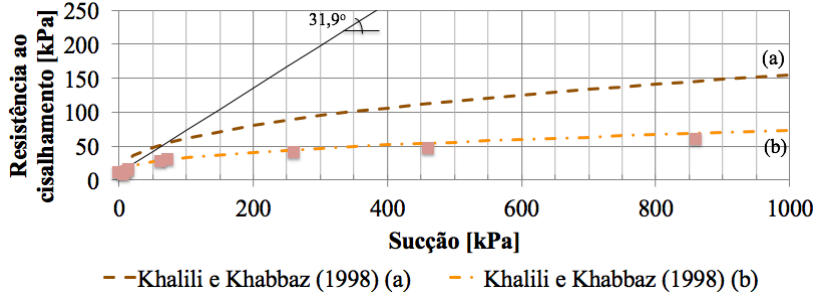
FONTE: O autor.

Figura 92 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



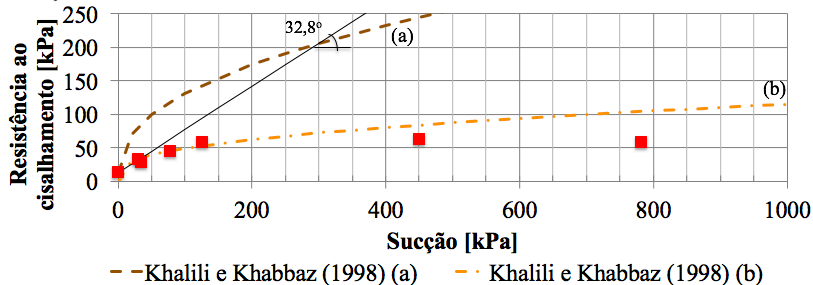
FONTE: O autor.

Figura 93 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado no ramo seco: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



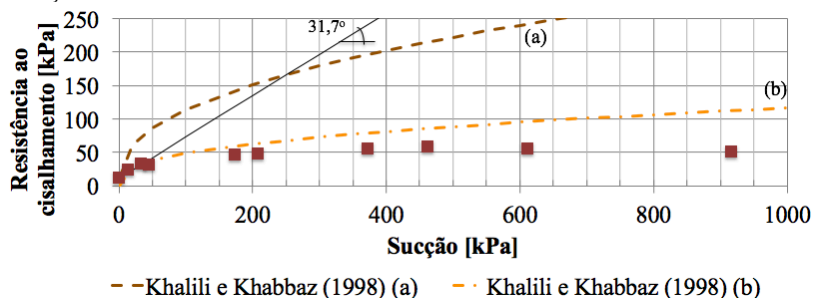
FONTE: O autor.

Figura 94 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



FONTE: O autor.

Figura 95 - Aplicação do método de Khalili e Khabbaz (1998) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido: (a) utilizando o ajuste proposto por van Genuchten (1980); (b) utilizando os pontos experimentais da curva de retenção.



FONTE: O autor.

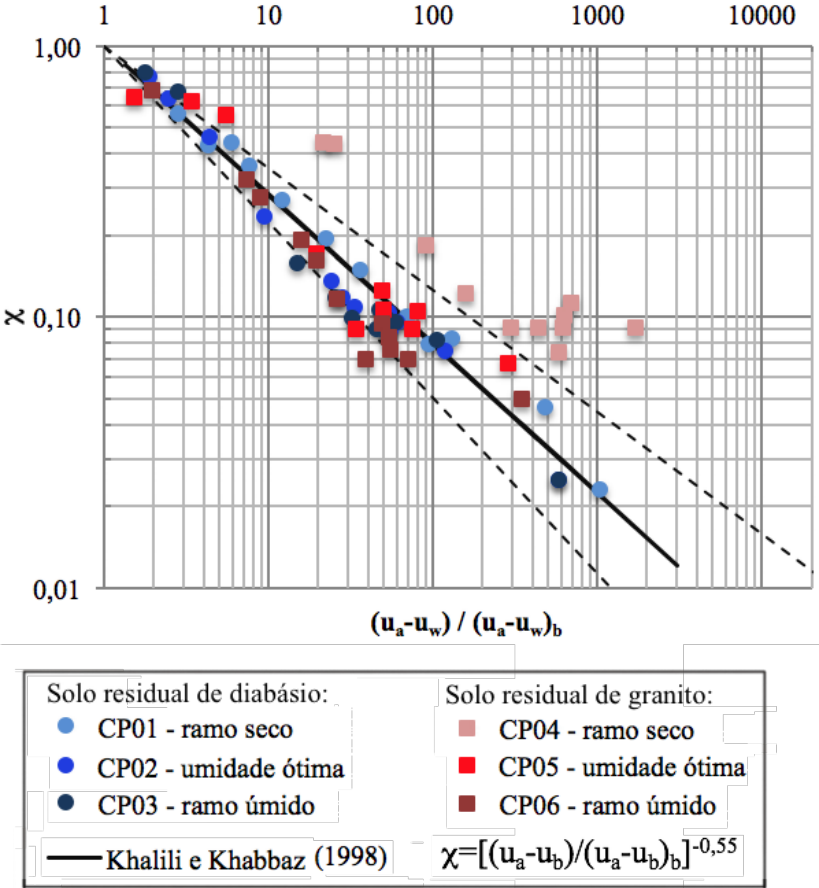
O método de Khalili e Khabbaz (1998) representou bem os dados residuais de diabásio, independente da forma com que foi determinada a sucção de início de entrada. Para o solo residual de granito, o método representou bem os dados experimentais apenas quando determinada a sucção de início de entrada de ar visualmente segundo os pontos experimentais.

Ao utilizar a equação da curva de retenção ajustada por van Genuchten (1980) para a determinação do valor de sucção de entrada de ar do início da dessaturação do corpo de prova, apenas o solo residual de diabásio apresentou valores que representaram bem a resistência em função da sucção para as diferentes condições. Para o solo residual de

granito, o valor de sucção de entrada de ar no início da dessaturação do corpo de prova se apresentou muito elevado, não representando bem o comportamento da resistência em função da sucção.

A partir dos resultados observados ao aplicar os métodos de previsão da resistência para solos não saturados, verificou-se o comportamento dos dados experimentais em relação ao intervalo de confiança de Khalili e Khabbaz (1998) para o parâmetro χ em função da sucção normalizada. A Figura 96 apresenta esse comportamento.

Figura 96 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada em relação ao limite de confiança de Khalili e Khabbaz (1998).

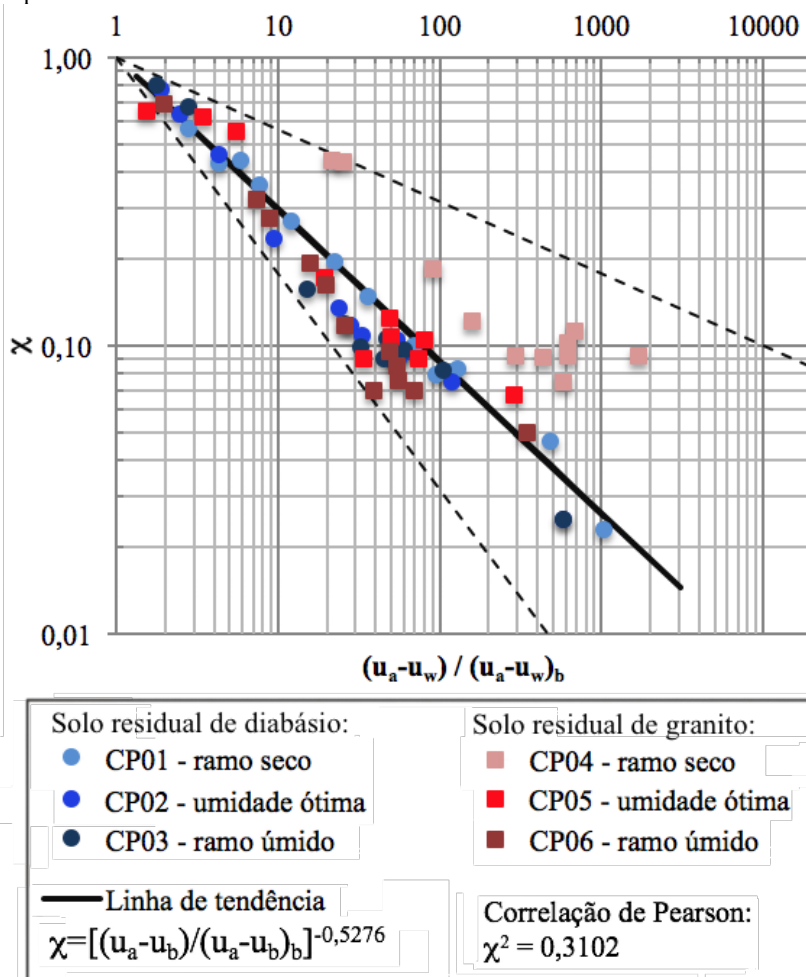


FONTE: O autor.

Com o gráfico apresentado na Figura 96 é possível verificar que o solo residual de granito moldado no ramo seco da curva de compactação se apresenta fora do intervalo de confiança de 10 % proposto por Khalili e Khabbaz (1998). O mesmo foi observado por Oliveira e Marinho (2013) para um solo residual de gnaiss, constatando a sensibilidade da relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para a estrutura do solo.

Com isso, para determinar a equação que melhor ajusta aos dados experimentais obtidos no presente trabalho, aplica-se a metodologia descrita em Khalili e Khabbaz (1998) para determinação da relação entre o parâmetro de tensão efetiva (χ) e a sucção normalizada. A Figura 97 apresenta a relação entre o χ e a sucção normalizada $(u_a - u_w)/(u_a - u_w)_b$ para todos os dados experimentais estudados.

Figura 97 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para os pontos experimentais.



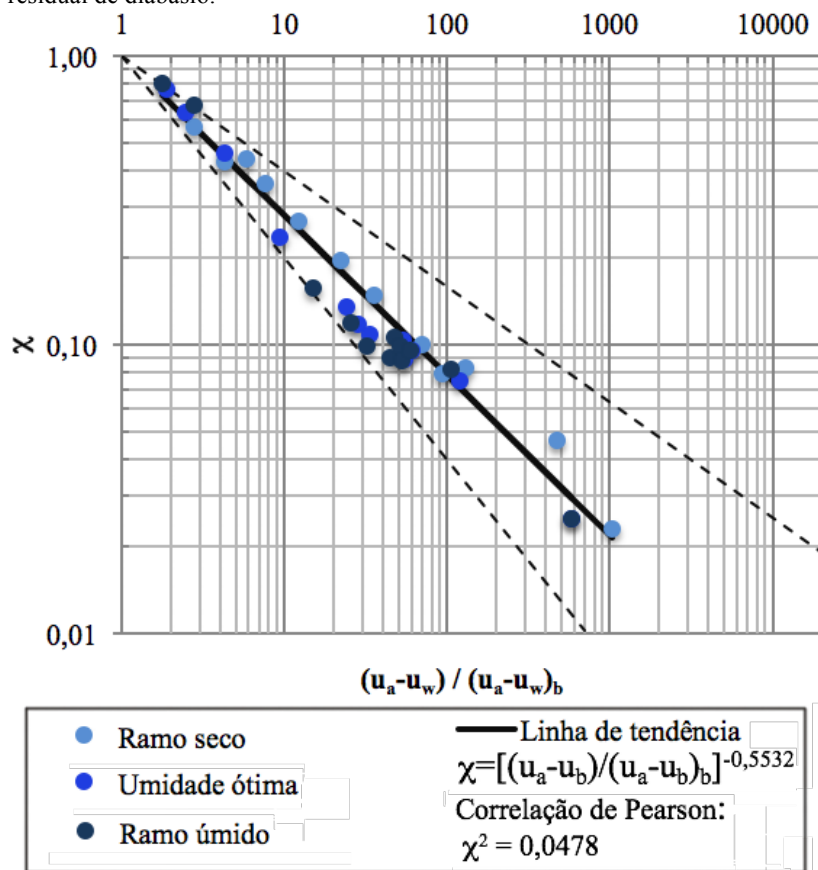
FONTE: O autor.

Com os dados experimentais para as condições de moldagem no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido, dos solos residuais de diabásio e granito, foi determinado a relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada, como uma potência de expoente igual a -0,5276. Na Figura 97 é observado que o solo residual de granito apresentou seus dados mais próximos ao limite superior da linha de melhor ajuste,

enquanto o solo residual de diabásio, mais próximo da linha inferior. Essa característica é verificada por Khalili e Khabbaz (1998) como sendo em função da granulometria do solo estudado. Solos mais argilosos, como o residual de granito estudado (i.e., argilo siltoso) se posiciona mais próximo ao limite superior, enquanto solos mais arenosos, como o solo residual de diabásio estudado (i.e., silto arenoso), se posiciona mais próximo ao limite inferior.

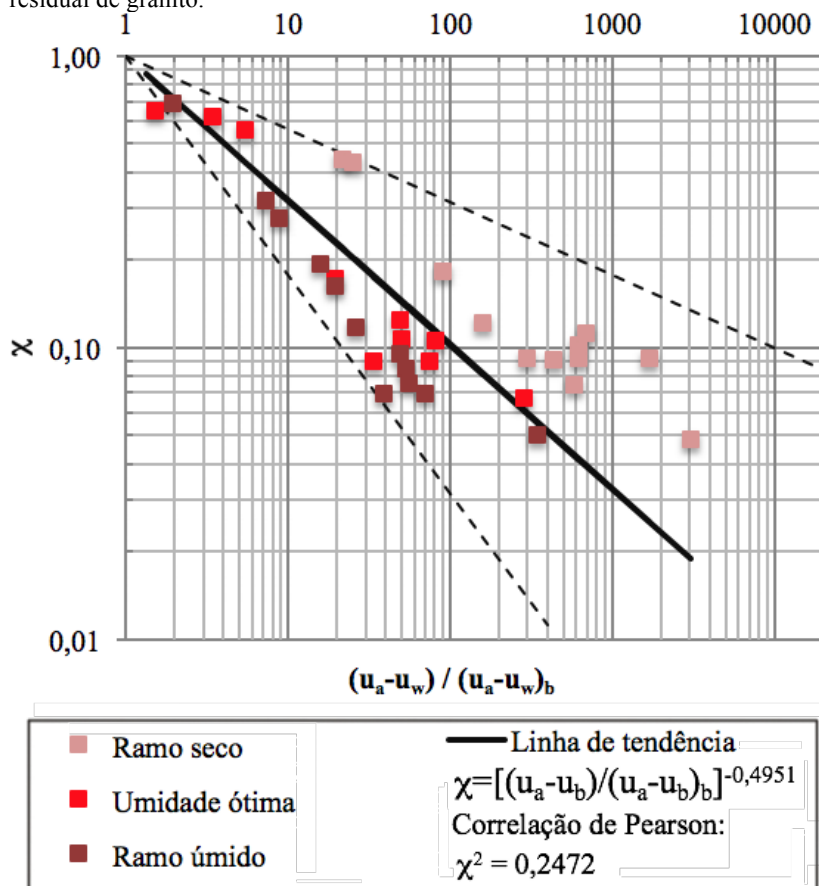
É evidente a necessidade de inferir um intervalo de confiança alto para o ajuste dos dados estudados. Analisando a dispersão dos dados experimentais, fez-se a mesma determinação para os dados de cada solo separadamente. As Figuras 98 e 99 apresentam a relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para os solos residuais de diabásio e granito respectivamente.

Figura 98 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para o solo residual de diabásio.



FONTE: O autor.

Figura 99 - Relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada para o solo residual de granito.



FONTE: O autor.

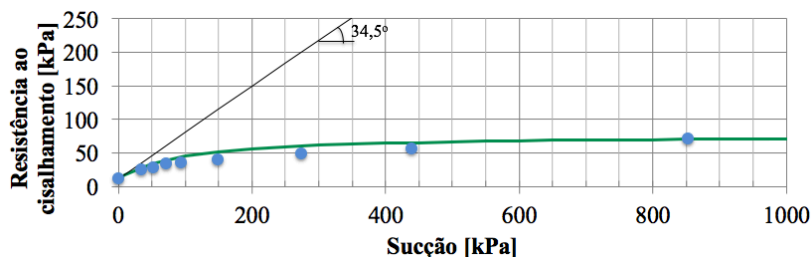
A relação entre o parâmetro χ e a sucção normalizada, para o solo residual de diabásio é definida como uma potência de expoente igual a -0,5532, enquanto para o solo residual e granito, é definida como uma potência de expoente igual a -0,4951. Pode-se confirmar o expoente igual a -0,55 proposto por Khalili e Khabbaz (1998) adequado para o solo residual de diabásio. O parâmetro de Pearson (χ^2), identifica o solo residual de granito como tendo dados com maior dispersão, comparado ao solo residual de diabásio.

5.5.3 Método de Vilar (2006)

A obtenção dos parâmetros para a previsão da resistência para o método de Vilar (2006) é realizada neste trabalho utilizando o valor do intercepto de coesão máximo do ponto correspondente ao maior valor da sucção da envoltória de resistência estudado (i.e., 1.000 kPa), como surgido pelo autor para quando não é atingido a resistência na sucção residual.

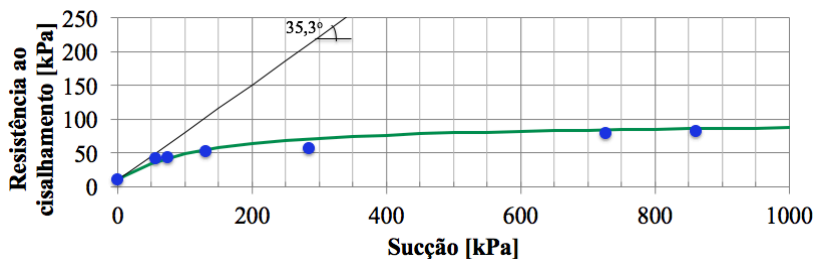
A aplicação do método de Vilar (2006) aos dados experimentais do intercepto de coesão em função do acréscimo de sucção até 1.000 kPa, bem como o ângulo de atrito efetivo dos solos residuais de diabásio e granito moldados no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido, estão apresentados na Figura 100 a 102 para o solo residual de diabásio e 103 a 105 para o solo residual de granito.

Figura 100 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado no ramo seco.



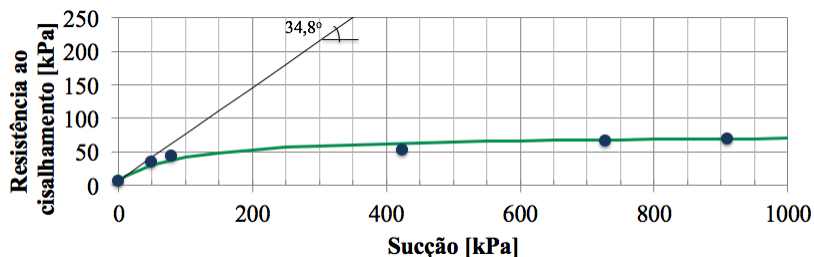
FONTE: O autor.

Figura 101 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.



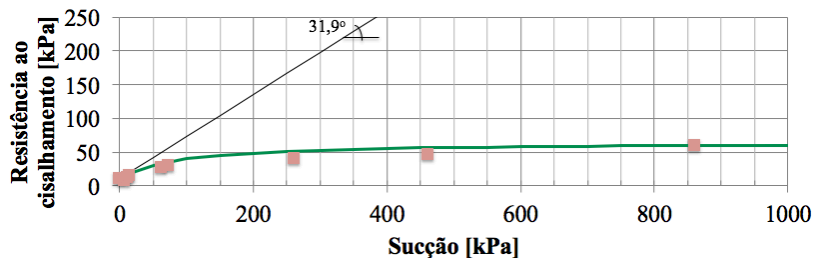
FONTE: O autor.

Figura 102 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.



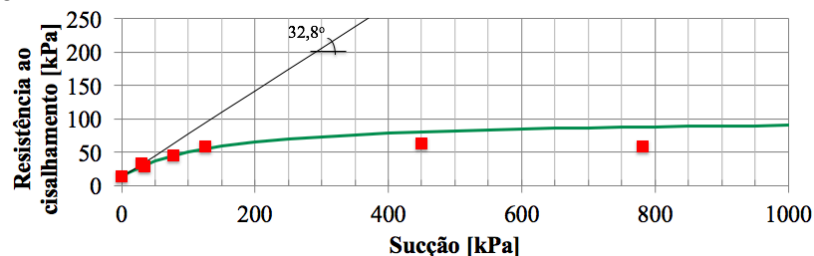
FONTE: O autor.

Figura 103 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado no ramo seco.



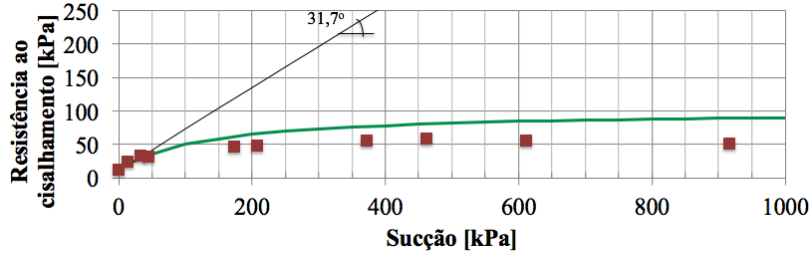
FONTE: O autor.

Figura 104 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Figura 105 - Aplicação do método de Vilar (2006) para o solo residual de granito moldado no ramo úmido.

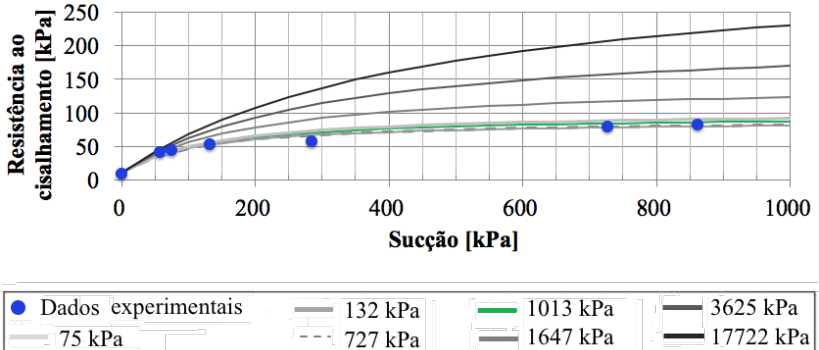


FONTE: O autor.

Ao aplicar os modelos de previsão de resistência, pode-se constatar que Vilar (2006) melhor representou os dados experimentais obtidos neste trabalho.

Utilizando valores de intercepto de coesões correspondentes a sucções inferiores a sucção máxima da envoltória de resistência estudada como parâmetro de entrada, foi verificado que o método representa bem os dados experimentais. Porém, para valores correspondentes a sucções maiores à da envoltória, o método já não representa bem os dados estudados. Essa verificação está exemplificada na Figura 106, que apresenta a aplicação do método de Vilar (2006) para valores de intercepto de coesão correspondentes a sucções inferiores e superiores à máxima sucção da envoltória estudada aplicados aos dados experimentais do solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.

Figura 106 - Aplicação do método de Vilar (2006) utilizando valores de intercepto de coesão correspondente a variados valores de sucção para o solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Desta forma é possível afirmar que, para os solos estudados neste trabalho, a aplicação do método proposto por Vilar (2006), utilizando valores de intercepto de coesão correspondentes a valores de sucções menores que o representado na envoltória de resistência para a determinação do parâmetro b de ajuste do modelo, resulta em boa representação dos dados experimentais.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As conclusões e recomendações do presente trabalho seguem nos itens 6.1 e 6.2 deste capítulo.

6.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi estudado dois solos característicos de Florianópolis/SC: solo residual de diabásio e de granito. O material passante na peneira #10 foi estudado em três condições de moldagem da curva de compactação: ramo seco, umidade ótima e ramo úmido. Para cada condição, curvas de retenção e ensaios de resistência ao cisalhamento foram elaborados.

Com o objetivo de avaliar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento e verificar a aplicabilidade dos modelos de Vanapalli et al. (1996), Fredlund e Xing (1998) e Vilar (2006) para estimar essa relação, as principais conclusões as quais se pode chegar com os resultados obtidos nesta pesquisa são abordados a seguir:

- a) Para ambos os solos estudados, as curvas de retenção obtidas nas condições de moldagem no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido são semelhantes entre si. A curva de retenção determinada para a condição de moldagem no ramo seco, apresentou uma distribuição bimodal de poros, apresentando um valor menor de sucção de entrada de ar generalizada quando comparado com as curvas de retenção determinadas nas condições de umidade ótima e ramo úmido.
- b) Ambos os métodos de ajuste da curva de retenção estudados, van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1996), se apresentaram adequados para os pontos experimentais obtidos para os solos residuais de diabásio e granito. Ainda assim, o método de van Genuchten (1980) apresentou melhor ajuste aos dados. Nenhum dos dois métodos estudados descreveu bem a distribuição bimodal dos poros apresentada na condição de moldagem no ramo seco para os solos estudados.
- c) Para ambos os solos estudados, os interceptos de coesão obtidos de ensaios de compressão simples realizados nas condições de moldagem no ramo seco, umidade ótima e ramo úmido são semelhantes entre si, obtendo valores de resistência maiores para os corpos de prova moldados na umidade ótima.

- d) A deformabilidade do corpo de prova aumenta com o aumento do teor de umidade de moldagem.
- e) O comportamento da resistência em função do acréscimo de sucção é descrito com um crescimento rápido e linear (i.e., $\phi' = \phi^b$) da resistência até aproximadamente 50 kPa de sucção, ponto no qual a sucção começa a perder eficácia no incremento da resistência, crescendo a uma taxa inferior (i.e., $\phi^b < \phi'$), tendendo a formar um patamar (i.e., $\phi^b = 0$) até aproximadamente 600 kPa para o solo residual de diabásio e 1000 kPa para o solo residual de granito. Após esses valores de sucção, a resistência segue aumentando para os dois solos estudados nas diferentes condições de moldagem a uma taxa de crescimento $\phi^b < \phi'$.
- f) É possível fazer um ajuste linear para os dados experimentais dos solos estudados até a sucção correspondente ao início da dessaturação dos corpos de prova, e não da entrada de ar generalizada.
- g) A aplicação do modelo de Vanapalli et al. (1996) não apresentou boa acurácia aos dados experimentais estudados neste trabalho.
- h) A aplicação do modelo de Khalili e Khabbaz (1998), a partir da sucção do início de entrada de ar determinada visualmente segundo os dados experimentais da curva de retenção apresentou ajuste satisfatório para ambos os solos estudados. Por outro lado, o modelo não se mostrou com ajuste satisfatório quando aplicado ao solo residual de granito com a sucção do início de entrada de ar determinada a partir da curva de retenção ajustada pelo modelo de van Genuchten (1980).
- i) A aplicação do modelo de Vilar (2006), utilizando como dado de entrada para a obtenção do parâmetro para a previsão da resistência o valor de intercepto de coesões correspondente a sucção máxima da envoltória de resistência estudada, se mostrou adequado aos dados estudados neste trabalho. Ademais, a utilização de valores de intercepto de coesões correspondentes a sucções inferiores a sucção máxima da envoltória de resistência estudada, resulta em uma boa previsão da resistência.

6.2 RECOMENDAÇÕES

As recomendações para trabalhos futuros seguem:

- a) Para o modelo proposto por Khalili e Khabbaz (1998), avaliar o comportamento do parâmetro χ em função da sucção para solos tropicais brasileiros.
- b) Representar o comportamento bimodal no ajuste das curvas de retenção dos solos moldados no ramo seco da curva de compactação. Com esse ajuste aplicar modelos de previsão da resistência.
- c) Obter com utilização de um tensiômetro de alta capacidade as variações de sucção ao longo da etapa de cisalhamento dos corpos de prova.
- d) Obter a variação de volume dos corpos de prova durante a etapa de cisalhamento e correlacioná-la com a variação da sucção.

REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 6457: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986, 9 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 6459: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984, 6 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 6502: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995, 18 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984, 3 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 7181: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, 13 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
NBR 7182: Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986, 10 p.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
D 2166: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. United States, 2000, 6 p.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
D 3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained. United States, 2004.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
D 3404-91: Standard Guide for Measuring Matric Potential in Vadose Zone Using Tensiometers. United States, 2013.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.
D 5298-03: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Philadelphia, 2003. 6 p.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 6836-02**: Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge. United States 2008.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **E 337-02**: Standard Test Method for Measuring Humidity with a Psychrometer (the Measurement of Wet- and Dry-Bulb Temperatures). United States, 2007.

BARDEN, L.; SIDES, G. R. Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 1970. ASCE, v. 96, n. SM4, p. 1171-1201.

BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The Soil- Water Characteristic Curve: A Historical Perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, 1998, v. 35, p. 873-894.

BASTOS, C. A. B.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. Aplicação de Modelos de Previsão da Resistência ao Cisalhamento com relação à Sucção para Solos Residuais de um Perfil Granítico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO-SATURADOS, 4., 2001, Porto Alegre, **Proceedings...** Porto Alegre, v. 1, p. 46-62

BEVILLAQUA, F. Z. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Solos Residuais de Granito de Florianópolis**. 2004. 67 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2004.

BEVILLAQUA, F. Z. MOURA, A. P.; SANTOS, G. T.; DAVISON DIAS, R. Comportamento mecânico dos solos residuais não saturados de granito de Florianópolis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5., 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos, v. 1, p. 405-409.

BICALHO, K. V.; CORREIA, A. G.; FERREIRA, S.; FLEUREAU, J.-M.; MARINHO, F. A. M. Filter paper method of soil suction measurement In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 13. Venezuela, 2007. **Proceedings...** Venezuela, 2007, p. 215-219.

BISHOP, A. W. The principle of effective stress. Teknisk Uke-blad, **Norwegian Geotechnical Institute**, 1959, v. 106, n. 39, p. 859–863.

BRIAUD, J.-L. **Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soil**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2013.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic Properties of Porous Media. **Hydrology Papers**, 1964, n. 3, 27 p.

BURMISTER, D. M. Principles and Techniques of Soil Identification. In: ANNUAL HIGHWAY RESEARCH BOARD MEETING, 29., 1949, Washington. **Proceedings...** Washington, 1949, v. 29, p. 402-434.

CALLE, I. F. O. **Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado**. 2013, 143 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LEROUÉIL, S. Curva Característica de Sucção Transformada. **Solos e Rochas**, 2004, v. 27, n. 3, p. 231-242.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR, G. F.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico**. São Paulo: ABMS, 2015.

CARUSO JR, F. **Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina**. Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Notas Técnicas n. 6. Porto Alegre, 1993.

CHANDLER, R.J.; GUTIERREZ, C.I. The filter-paper method of suction measurement. Technical Note. **Géotechnique**, 1986, v. 36, n. 2, p. 265-268.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; SMITH, M. G.; BRE. A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-Rise Buildings. **Proceeding of the Institute of Civil Engineering**, 1992, v. 92, n. 2, p. 82-89.

COKCA, E.; EROL, O.; ARMANGIL, F. Effects of compaction moisture content on the shear strength of an unsaturated clay. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2004, v. 22, p. 285-297.

COUTINHO, J.M.V. Dyke Swarms of the Paraná Triple Junction, Southern Brazil. **Revista do Instituto de Geociências**. Geologia USP Série Científica, São Paulo, Série Científica v. 8 n. 2, p. 29-52, 2008.

CRISPIM, F. A.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; SCHAEFER, C. E. G. R.; CARVALHO, C. A. B.; BARBOSA, P. S. A.; STEHLING, R. S. Influência de Métodos de Compactação em Laboratório na Permeabilidade de um Solo Residual de Gnaisse. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2012, 6 p. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas, 2012.

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D.; BLACK, P. M. Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance. **Highway Research Board**, Washington, 1958. Special Report, n. 40, p. 226-252.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y.; HOWAT, M. D. Microstructure of a Compacted Silt. **Canadian Geotechnical Journal**, 1996. v. 33, p. 150-158.

ESCARIO, V.; JUCA, J. Strength and deformation of partly saturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12. 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 1989, v. 3, p. 43-46.

ESCARIO, V.; SÁEZ, J. The Shear Strength of Partly Saturated Soil. Technical Note. **Géotechnique**, 1986, v. 36, n. 3, p. 453-456.

FAGUNDES, L. S. **Avaliação da resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado**. 2014. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2014.

FAGUNDES L. S.; RODRIGUES, R. A. Shear Strength of a Natural and Compacted Tropical Soil. **The Elettronical Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, v. 20, p. 47-58.

FERREIRA, A. M.; GERSCOVICH, D. M. S. Avaliação das Equações para Previsão do Comportamento de Solos Residuais Brasileiros Não Saturados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, 8 p. Gramado. **Anais...** Gramado, 2010, n. 142.

FEUERHAMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. The use of filter-paper and suction plate methods for determining the soil-water characteristic curve of undisturbed colluviums soils. **Geotechnical Testing Journal**, 2006, v. 29, p. 419-425.

FLORIANÓPOLIS. Prefeitura Municipal de Florianópolis. Secretaria Municipal de Habitação e Saneamento Ambiental. **Diagnóstico da caracterização física das unidades territoriais de análise e planejamento**. Florianópolis, SMHSA, 2009.

FREDLUND, D. G. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 1979, v. 16, p. 121-139.

FREDLUND, D. G. The Scope of Unsaturated Soil Mechanics: An Overview. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1. 1995, France. **Proceedings...** France, 1995, v. 3, p. 1155-1177.

FREDLUND, D. G. From Theory to the Practice of Unsaturated Soil Mechanics. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1997, v. 2, p. 311-332.

FREDLUND, D. G. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2006, ASCE, v. 132, p. 286-321.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1977, ASCE, v. 103, n. GT5, p. 447-466.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The Shear Strength of Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 1978, v. 15, n. 3, p. 313-321.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soil**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2012.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. K.-M. Non-linearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF EXPANSIVE SOILS, 6, 1987, New Dehli. **Proceeding...** New Dehli, 1987, p. 231-236.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 1994, v. 31, p.521-532.

GAN, J. K. M.; FREDLUND, D. G. Direct Shear and triaxial testing of a Hong Kong Soil under Saturated and Unsaturated Conditions. **GEO Report**, 1996, n. 46, p. 217.

GARDNER, W. R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. **Soil Science**, 1937. v. 43, p. 277-283.

GARDNER, W. R. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil Science**, 1958, v. 85, p. 228-232.

GENUCHTEN, M. T. van A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil. **Soil Science Society of America Journal**, 1980, v. 44, n. 5, p. 892-898.

GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. 2010, 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

GERSCOVICH, D. M. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Evaluation of the soil-water characteristic curve equations for soils from Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, III, 2002, Recife. **Anais...** Recife, 2002, p. 295-300.

GODOY, H. O Método das Pastilhas na Compreensão das Propriedades Geotécnicas Básicas dos Solos: Um Recurso Didático. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE, XVI, 2002, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 2002, p. 145-156.

GOMES, J. E. da S. **Estudo sobre Fatores que Influenciam a Acurácia do Método do Papel Filtro**. 2007. 111 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

HILLEL, D. **Soil and Water: Physical Principles and Processes**. Londres: Academic Press, p. 29-77, 1971.

HORN FILHO N. O.; LEAL P. C.; OLIVEIRA J. S. 2006. **Atlas fisiográfico e sedimentológico das praias arenosas da ilha de Santa Catarina, SC, Brasil**. Programa de Pós-graduação em Geografia, Departamento de Geociências, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

JAFELICCI JR, M.; VARANDA, L. O mundo dos colóides. **Química Nova na Escola**, v. 9, p. 9-13, 1999.

KARUBE, D. New concept of effective stress in unsaturated soil and rock. **Special Technical Publication**. American Society for Testing and Materials, v. 977, p. 539-552. 1988.

KHALILI, N., KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for χ for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Géotechnique**, 1998. v. 48, n. 5, p. 681-687.

KÜHN, V. O.; GITIRANA, G. F. N. Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical Não Saturado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2014. 8 p. Goiânia. **Anais...** Goiânia, 2014.

LAMBE, T.W. The Structure of Compacted Clay. **Journal Soils Mechanics and Foundations Division**, 1958a. ASCE, v. 84, n. SM2.

LAMBE, T. W. The Engineering Behavior of Compacted Clay. **Journal of Soil Mechanics Foundations Division**, 1958b. ASCE, v. 84, n. SM2.

LEONG, E. C.; HE, L.; RAHARDJO, H. Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements. **Geotechnical Testing Journal**, 2002, v. 25, n. 3, p. 1-12.

LIBARDI, P. L. **Água no Solo**. Disponível em: <http://www.leb.esalq.usp.br/aulas/lce200/Agua_no_Solo_2014.pdf>. Acesso em: out. 2014.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. Canada: John Wiley & Sons, 2004.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behavior of some plastic soils**. PhD thesis – Imperial College, University of London, 1994.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, 1995, p. 112-125.

MARINHO, F. A. M. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento para Estudos de Encostas e Taludes: Ensaio de Laboratório. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 6., 2013, Angra dos Reis. **Anais...** Angra dos Reis, 2013, p. 119-134.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revisited. **Geotechnical Testing Journal**, 2006, v. 29, n. 3, p. 1-9.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. Unconfined shear strength of compacted unsaturated plastic soils. **Geotechnical Engineering**, 2012, v. 165, p. 97-106.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M.; ADEM, H.; VANAPALLI, S. K. Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil. **International Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, v.7, n. 1, p. 1-9.

MARTINEZ, G. S. e S. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. 291 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MIAO, L.; YIN, Z.; LIU, S. Empirical function representing the shear strength of unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, 2001, v. 24, n. 2, p. 220-223.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Ampliação do uso da metodologia MCT no estudo de solos tropicais para pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28., 1994, Belo Horizonte. **Proceedings...** Belo Horizonte: ABPv, 1994, p. 185-209.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Importância e Determinação do Grau Laterização em Geologia de Engenharia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 8., 1996, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, ABGE, 1996.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado Não Saturado**. 2004. 361 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F. A. M. Unsaturated Shear Strength Behavior of a Compacted Residual Soil. In: ASIA CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL, 2., 2003, Osaka. **Proceedings...** Osaka, 2003.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F. A. M. Suction Equilibration Time for a High Capacity Tensiometer. **Geotechnical Testing Journal**, 2007, v. 31, n. 1, p. 1-5.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F. A. M. The influence of suction on the unconfined shear strength of a Compacted Residual Soil. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, XV, 2015, Buenos Aires. **Proceedings...** Buenos Aires, 2015.

OLIVEIRA, O. M.; MARINHO, F. A. M. Correlações dos valores de sucções impostas na placa de pressão e determinadas com o papel filtro com os valores de sucções medidas com o tensiômetro de alta capacidade. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2015, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza, 2015.

PHAM, H.Q.; FREDLUND, D. G. Equations for the Entire Soil-Water Characteristic Curve of a Volume Change Soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 2006, v. 45, n. 4, p. 443.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PREVEDELLO, C. L. **Física do solo com problemas resolvidos**. Curitiba: Salesward-Discovery, 1996.

RAIMUNDO, H. A. **Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis – SC**. 1998. 343 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

RANJAN, G.; RAO, A. S. R. **Basic and Applied Soil Mechanics**. 2. ed. New Delhi: New Age International Publishers, 2000.

REIS, R. M.; VILAR, O. M. Resistência ao Cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, V, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos, 2004.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, 1993, v. 43 n. 2, p. 321-324.

RUSSELL, J. B. **Química Geral**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1981.

SANTOS, G. T. **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. 1997. 231 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SEED, H. B.; CHAN, C. K. Structure and Strength Characteristic of Compacted Clays. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, 1959. Proceedings ASCE, v. 85, n. SM5, p. 87-127.

SILVA, A. M. da **Banco de Dados de Curvas de Retenção de Água de Solos Brasileiros**. 2005. 136 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2005.

SITZ, M. Discussion on Terzaghi's ideas on "Surface tension of water and the rise of water in capillaries". In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam, 1948, v. 5, p. 289-292.

SIVAKUMAR, V.; WHEELER, S. J. Influence of compaction procedure on the mechanical behavior of an unsaturated compacted clay. Parte 1: Wetting isotropic compression. **Geotechnique**, 2000. v. 50 n. 4, p. 359-368.

SOTO, M. A. A. **Comparação entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios com Solos não Saturados**. 2004. 233 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

STEPHENS, S. T.; GALLIPOLI, D.; TOLL, D. G. Influence of Initial Water Content on the Strength of a Statically Compacted Clay. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, V. 2004. São Carlos. **Proceedings...** São Carlos, 2004, v. 1, p. 121-126.

STRACKE, F. JUNG, J. G. KORF, E. P. CONSOLI, N. C. A Variação do Teor de Umidade de Moldagem e a Influência na Resistência de uma Areia Artificialmente Cimentada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2012, 7 p. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas, 2012.

TOLL, D. G. The influence of Fabric on the Shear Behavior of Unsaturated Compacted Soils. **Advances in Unsaturated Geotechnics**, 2000, p. 222-234.

TOMAZZOLI, E.R.; PELLERIN, J.R.M. O Enxame de Diques Florianópolis Na Ilha de Santa Catarina – SC: Mapa Geológico. In: SIMPÓSIO DE VULCANISMO E AMBIENTES ASSOCIADOS, 4., 2008. **Resumos...** Foz do Iguaçu, p. 87.

TOMAZZOLI, E.R.; PELLERIN, J.R.M. **Mapa Geológico da Ilha de Santa Catarina**. Florianópolis, 1 ed., 2014. Disponível em: <<http://lmo.ufsc.br/mapa-geologico-da-ilha-de-santa-catarina/>>. Acesso em 20 de dezembro de 2015.

TOMBA, C. L. de B. **Análise Estrutural dos Enxames de Diques Máficos e Cretáceos do Sul-Sudeste do Brasil**. 2012. 146 p. Dissertação (Mestrado em Geotectônica) – Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

UCHAIPICHAT, A. Prediction of Shear Strength for Unsaturated Soil under Drying and Wetting Processes. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, 2010. EJGP, v.15, p. 1087-1102.

VANAPALLI, S. K. **Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of unsaturated soils**. 1994. Ph.D. Thesis – University of Saskatchewan, Saskatoon, 1994.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G. Comparison of different procedures to predict unsaturated soil shear strength. **Advances in Unsaturated Geotechnics**, 2000, p. 195-209.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The Relationship Between the Soil-Water Characteristic Curve and the Unsaturated Shear Strength of a Compacted Glacial Till. **Geotechnical Testing Journal**, 1996, v. 19, n. 3, p. 259-268.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The Influence of Soil Structure and Stress History on the Soil-Water Characteristics of a Compacted Till. **Géotechnique**, 1999, v. 49, n. 2, p. 143-159.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for The Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction. **Canadian Geotechnical Journal**, 1996. v. 33, p. 379-392.

VILAR, O. M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, 2006, v. 43, p. 1088-1095.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Métodos expeditos para previsão da resistência de solos não saturados e identificação de solos colapsíveis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, VI., 2007, Salvador. **Anais...** Salvador, 2007, v. 2, p. 575-592.

APÊNDICE A

O Apêndice A apresenta os relatórios dos ensaios de caracterização realizados para os solos residuais de granito e diabásio estudados. As Figuras de 107 a 110 são referentes ao solo residual de diabásio, enquanto as Figuras 111 a 114 são referentes ao solo residual de granito.

Figura 107 - Relatório do ensaio de determinação da massa específica do solo residual de diabásio.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC)						
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV)						
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS						
NBR 6508 (1984) - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica						
Solo: Residual de Diabásio		Amostra: Passante na peneira #10		Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra		
Local : SC-401		Interessado: Dissertação				
Prof. (m):		Responsável: Luana Lenzi Pecapedra		Data: 13/01/15		
Teor de umidade						
Ponto	1	2	3	5	6	7
Cápsula N°	268	32	51			
Massa da Cápsula (g)	15,59	15,82	16,81			
Cápsula+Solo Úmido (g)	50,94	46,06	48,71			
Cápsula + Solo Seco (g)	47,80	43,34	45,90			
Massa de Água (g)	3,14	2,72	2,81			
Solo Seco (g)	32,21	27,52	29,09			
Número de golpes	17	18	21			
Teor de Umidade	9,75	9,88	9,66			
Teor de umidade (%) =	9,76					
Massa específica dos grãos						
Ponto	1	2	4	5	6	7
Massa do picnômetro (g)	162,22	162,22				
Massa água + picnômetro (g)	644,80	644,8				
Massa solo úmido (g)	60,00	60,00				
Massa picnômetro+solo úmido+água (g)	680,43	680,50				
Temperatura da água no ensaio (°C)	27,00	27,00				
Massa específica da água (g/cm³)	0,9965	0,9965				
Densidade real dos grãos (g/cm³)	2,8620	2,8725				
Densidade real dos grãos (g/cm³) =	2,8673					

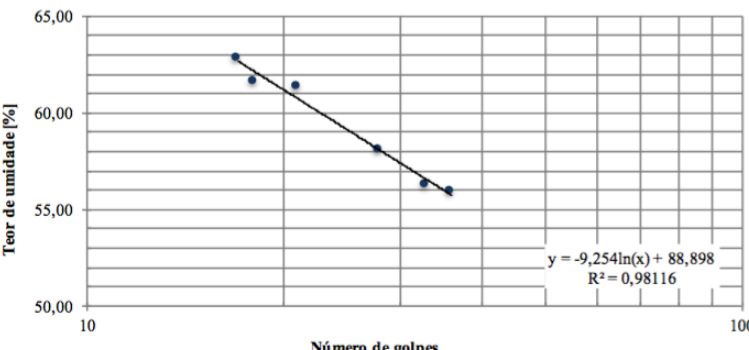
FONTE: O autor.

Figura 108 - Relatório do ensaio de análise granulométrica do solo residual de diabásio.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC) DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV) LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS										
NBR 07181 (1984) - Solos: Análise Granulométrica com sedimentação										
Solo: Residual de Diabásio			Amostra: Passante na peneira #10			Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra				
Local : SC-401			Interessado: Dissertação							
Prof. (m):			Responsável: Luana Lenzi Pecapedra			Data: 13/01/15				
Teor de Umidade da Amostra					Determinação da Amostra Total Seca					
Cápsula Nº	268	32	51	Massa da Amostra Úmida (g) : 70,00						
Peso da Cápsula (g)	15,59	15,82	16,81	Massa da Amostra Retida na # 10 (g) : 0,00						
Cápsula+Solo Úmido (g)	50,94	46,06	48,71	Massa da Amostra Passante na # 10, Úmida (g) : 70						
Cápsula + Solo Seco (g)	47,80	43,34	45,90	Massa da Amostra Passante na # 10, Seca (g) : 63,77						
Massa de Água (g)	3,14	2,72	2,81	Massa de Água (g) : 6,23						
Solo Seco (g)	32,21	27,52	29,09	Massa da Amostra Total Seca (g) : 63,77						
Teor de Umidade	9,75%	9,88%	9,66%	Mh (Sedimentação) (g) : 70,00						
Teor de umidade Médio	9,76%									
Peneiramento										
					PORCENTAGEM					
					RETIDA		PASSANTE			
					Fração Fina	Fração Grossa	Acumulad a	Fração Fina	Fração Grossa	
PENEIRAMENTO	FRAÇÃO GROSSA	Nº	mm	(g)	(g)	(g)				
		3"	76,2	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		2"	50,8	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		1,5"	38,1	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		1"	25,4	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		3/4"	19,1	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		3/8"	9,5	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		4	4,8	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
	FRAÇÃO FINA	10	2	0	0	0,00	0,00%	0,00%	100,00%	
		16	1,19	430,22	430,99	0,77	1,21%	1,21%	98,79%	98,79%
		30	0,59	358,61	361,43	2,82	4,42%	5,63%	94,37%	94,37%
		40	0,42	323,05	327,37	4,32	6,77%	12,40%	87,60%	87,60%
		50	0,3	324,64	328,56	3,92	6,15%	18,55%	81,45%	81,45%
		100	0,15	293,36	295,19	1,83	2,87%	21,42%	78,58%	78,58%
		200	0,074	303,06	316,63	13,57	21,28%	42,70%	57,30%	57,30%
Sedimentação										
Massa Específica dos Grãos de Solo (g/cm³):					2,867	Densímetro Nº		1		
Massa Específica do Meio Dispersor na Temperatura de Ensa					0,997					
Massa Específica do Solo na Temperatura do Ensaio (g/cm³):						Massa da Amostra Úmida (Mh) (g)		70		
Volume da Suspensão (cm³):					1000	Massa da Amostra Seca (Ms) (g)		63,77		
n(Coeficiente de Viscosidade do Meio Dispersor na Temperatura de Ensaio (g.s/cm²) : 8,52E-06										
Data / Hora	Tempo (s)	Temperatura (°C)	Densidade	Altura de Queda + Menisco (cm)	Correção Menisco (cm)	Altura de Queda (cm)	Densidade + Correção Temp.	μ	Diâmetro dos Grãos (mm)	% Amostra com Diâmetro < D
		T	Rr	HR + Rm	Rm	HR	Re	Rr - Rc	D	P
13/01/15	30	28,9	1,0250	14,10	0,00	14,10	1,0019	0,02308	0,0622	55,44%
13/01/15	60	28,9	1,0220	14,62	0,00	14,62	1,0019	0,02008	0,0448	48,23%
13/01/15	120	28,9	1,0200	14,98	0,00	14,98	1,0019	0,01808	0,0320	43,43%
13/01/15	240	28,9	1,0190	14,19	0,00	14,19	1,0019	0,01708	0,0221	41,03%
13/01/15	480	28,9	1,0180	14,37	0,00	14,37	1,0019	0,01608	0,0157	38,62%
13/01/15	900	28,9	1,0165	14,63	0,00	14,63	1,0019	0,01458	0,0116	35,02%
13/01/15	1800	28,9	1,0150	14,90	0,00	14,90	1,0019	0,01308	0,0082	31,42%
13/01/15	3600	28,9	1,0140	15,07	0,00	15,07	1,0019	0,01208	0,0059	29,02%
13/01/15	7200	27,9	1,0120	15,43	0,00	15,43	1,0021	0,00988	0,0042	23,73%
13/01/15	14400	27,9	1,0110	15,60	0,00	15,60	1,0021	0,00888	0,0030	21,33%
13/01/15	28800	28,9	1,0105	15,69	0,00	15,69	1,0019	0,0086	0,0021	20,61%
13/01/15	57600	28,9	1,0100	15,78	0,00	15,78	1,0019	0,00808	0,0015	19,41%
14/01/15	86400	28,5	1,0100	15,78	0,00	15,78	1,0020	0,0080	0,0012	19,22%

FONTE: O autor

Figura 109 - Relatório do ensaio dos limites de Atterberg do solo residual de diabásio.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC)								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV)								
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS								
NBR 6459 (1984) - Solo: Determinação do Limite de Liquidez								
NBR 7180 (1984) - Solo: Determinação do Limite de Plasticidade								
Solo: Residual de Diabásio			Amostra: Passante na peneira #10			Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra		
Local : SC-401			Interessado: Dissertação			Data: 21/01/15		
Prof. (m):			Responsável: Luana Lenzi Pecapedra					
Limite de Liquidez								
Ponto	1	2	3	4	5	6	7	8
Cápsula N°	230	97	201	44	302	37		
Massa da Cápsula (g)	9,19	7,65	7,80	7,85	7,03	5,41		
Cápsula+Solo Úmido (g)	16,05	14,21	15,04	14,19	13,51	11,58		
Cápsula + Solo Seco (g)	13,59	11,85	12,38	11,78	11,04	9,20		
Massa de Água (g)	2,46	2,36	2,66	2,41	2,47	2,38		
Solo Seco (g)	4,40	4,20	4,58	3,93	4,01	3,79		
Número de golpes	36	33	28	21	18	17		
Teor de Umidade	55,91	56,19	58,08	61,32	61,60	62,80		
 <p>Teor de umidade [%]</p> <p>Número de golpes</p> <p>$y = -9,254\ln(x) + 88,898$ $R^2 = 0,98116$</p>								
Limite de Liquidez (%) =			59,11					
Limite de Plasticidade								
Ponto	1	2	3	4	5	6	7	8
Cápsula N°	51	168	174	180	259	P7		
Massa da Cápsula (g)	7,99	8,61	8,62	8,55	6,74	7,52		
Cápsula+Solo Úmido (g)	9,31	9,88	9,83	9,83	8,14	8,82		
Cápsula + Solo Seco (g)	8,95	9,53	9,49	9,47	7,74	8,44		
Massa de Água (g)	0,36	0,35	0,34	0,36	0,40	0,38		
Solo Seco (g)	0,96	0,92	0,87	0,92	1,00	0,92		
Teor de Umidade	37,50	38,04	39,08	39,13	40,00	41,30		
Limite de Plasticidade (%) =			39,18					
Índice de Plasticidade (%) =			19,93					

FONTE: O autor

Figura 110 - Relatório do ensaio de classificação MCT expedito do solo residual de diabásio.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC) DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV) LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS						
Classificação MCT expedito						
Solo: Residual de Diabásio		Amostra: Passante na peneira #10		boratorista: Luana Lenzi Pecapiedra		
Local : SC-401		Interessado: Dissertação		Data: 09/01/15		
Prof. (m):		Responsável: Luana Lenzi Pecapiedra				
Dados do Ensaio						
Ponto	1	2	3	5	6	7
Anel	P7	519	1000	16	11	
L inicial (mm)	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
L final (mm)	18,03	18,02	17,95	17,95	17,95	
Contração (mm)	1,97	1,98	2,05	2,05	2,05	
Penetração (mm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	
Inchou?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	
Classificação	NG'	NG'	NG'	NG'	NG'	
OBS.:						
Parâmetros de resistência a ruptura e da interação esfera/água						
Esfera	1			2		
Resistência a ruptura	Não foi possível quebrar			-		
Interação esfera/água	-			A esfera desagregou em partículas		
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">    </div>						

FONTE: O autor

Figura 111 - Relatório do ensaio de determinação da massa específica do solo residual de granito.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC) DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV) LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS						
NBR 6508 (1984) - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica						
Solo: Residual de Granito Amostra: Passante na peneira #10 Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra Local : SC-401 Interessado: Dissertação Prof. (m): Responsável: Luana Lenzi Pecapedra Data: 13/01/15						
Teor de umidade						
Ponto	1	2	3	5	6	7
Cápsula N°	890	P7	298			
Massa da Cápsula (g)	24,31	13,53	15,85			
Cápsula+Solo Úmido (g)	59,45	44,00	47,33			
Cápsula + Solo Seco (g)	56,52	41,53	44,69			
Massa de Água (g)	2,93	2,47	2,64			
Solo Seco (g)	32,21	28,00	28,84			
Número de golpes	17	18	21			
Teor de Umidade	9,10	8,82	9,15			
Teor de umidade (%) =	9,02					
Massa específica dos grãos						
Ponto	1	2	4	5	6	7
Massa do picnômetro (g)	162,22	162,22				
Massa água + picnômetro (g)	645,17	644,8				
Massa solo úmido (g)	60,00	60,00				
Massa picnômetro+solo úmido+água (g)	679,93	679,61				
Temperatura da água no ensaio (°C)	25,50	27,00				
Massa específica da água (g/cm ³)	0,9969	0,9965				
Densidade real dos grãos (g/cm ³)	2,7061	2,7117				
Densidade real dos grãos (g/cm³) =	2,7089					

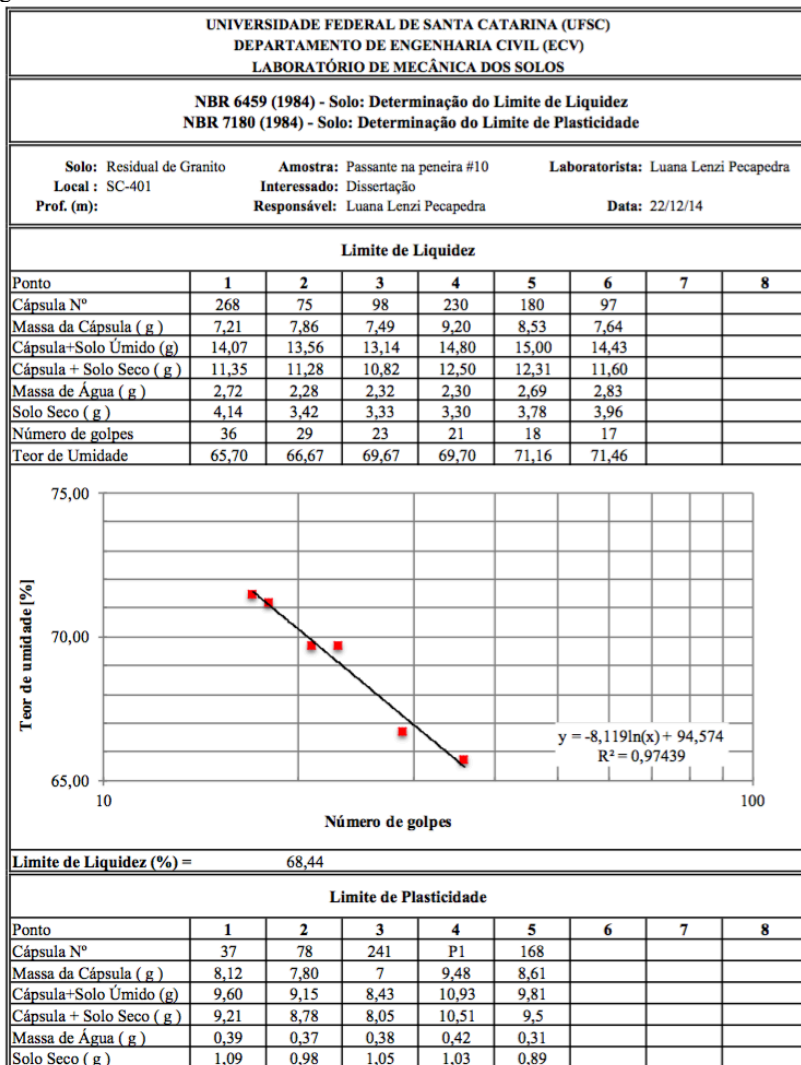
FONTE: O autor

Figura 112 - Relatório do ensaio de análise granulométrica do solo residual de granito.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC) DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV) LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS										
NBR 07181 (1984) - Solos: Análise Granulométrica com sedimentação										
Solo: Residual de Granito			Amostra: Passante na peneira #10			Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra				
Local: SC-401			Interessado: Dissertação							
Prof. (m):			Responsável: Luana Lenzi Pecapedra			Data: 13/01/15				
Teor de Umidade da Amostra					Determinação da Amostra Total Seca					
Cápsula N°		890	P7	298	Massa da Amostra Úmida (g) : 70,00					
Peso da Cápsula (g)		24,31	13,53	15,85	Massa da Amostra Retida na # 10 (g) : 0,00					
Cápsula+Solo Úmido (g)		59,45	44,00	47,33	Massa da Amostra Passante na # 10, Úmida (g) : 70					
Cápsula + Solo Seco (g)		56,52	41,53	44,69	Massa da Amostra Passante na # 10, Seca (g) : 64,21					
Massa de Água (g)		2,93	2,47	2,64	Massa de Água (g) : 5,79					
Solo Seco (g)		32,21	28,00	28,84	Massa da Amostra Total Seca (g) : 64,21					
Teor de Umidade		9,10%	8,82%	9,15%						
Teor de umidade Médio		9,02%			Mh (Sedimentação) (g) : 70,00					
Peneiramento										
					PORCENTAGEM					
					RETIDA			PASSANTE		
					Fração Fina	Fração Grossa	Acumulada	Fração Fina	Fração Grossa	
PENEIRAMENTO	FRACÃO GROSSA	3"	76,2	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		2"	50,8	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		1,5	38,1	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		1"	25,4	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		3/4"	19,1	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		3/8"	9,5	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		4	4,8	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		10	2	0	0	0,00		0,00%	0,00%	100,00%
		16	1,19	430,22	438,34	8,12	12,65%	12,65%	87,35%	87,35%
		30	0,59	358,61	364,16	5,55	8,64%	21,29%	78,71%	78,71%
		40	0,42	323,05	326,16	3,11	4,84%	26,13%	73,87%	73,87%
		50	0,3	324,64	326,83	2,19	3,41%	29,55%	70,45%	70,45%
100	0,15	293,36	294,72	1,36	2,12%	31,66%	68,34%	68,34%		
200	0,074	303,06	309,69	6,63	10,33%	41,99%	58,01%	58,01%		
Sedimentação										
Massa Específica dos Grãos de Solo (g/cm³):					2,709	Densímetro N°		1		
Massa Específica do Meio Dispersor na Temperatura de En:					0,997					
Massa Específica do Solo na Temperatura do Ensaio (g/cm³):						Massa da Amostra Úmida (Mh) (g)		70		
Volume da Suspensão (cm³):					1000	Massa da Amostra Seca (Ms) (g)		64,21		
n(Coeficiente de Viscosidade do Meio Dispersor na Temperatura de Ensaio (g.s/cm² 8,52E-06										
Data / Hora	Tempo (s)	Temperatura	Densidade	Altura de Queda + Me-nisco	Correção Menisco	Altura de Queda	Densidade + Correção Temp.	μ	Diâmetro dos Grãos (mm)	% Amostra com Diâmetro< D
		(°C)		(cm)						
		T	Rr	HR + Rm	Rm	HR	Rc	Rr - Rc	D	P
13/01/15	30	28,9	1,0260	13,92	0,00	13,92	1,0019	0,02408	0,0646	59,31%
13/01/15	60	28,9	1,0250	14,10	0,00	14,10	1,0019	0,02308	0,0459	56,84%
13/01/15	120	28,9	1,0250	14,10	0,00	14,10	1,0019	0,02308	0,0325	56,84%
13/01/15	240	28,9	1,0250	13,14	0,00	13,14	1,0019	0,02308	0,0222	56,84%
13/01/15	480	28,9	1,0245	13,22	0,00	13,22	1,0019	0,02258	0,0157	55,61%
13/01/15	900	28,2	1,0240	13,31	0,00	13,31	1,0021	0,02194	0,0115	54,04%
13/01/15	1800	28,2	1,0240	13,31	0,00	13,31	1,0021	0,02194	0,0082	54,04%
13/01/15	3600	28,2	1,0225	13,58	0,00	13,58	1,0021	0,02044	0,0058	50,35%
13/01/15	7200	27,9	1,0220	13,66	0,00	13,66	1,0021	0,01988	0,0041	48,97%
13/01/15	14400	27,9	1,0210	13,84	0,00	13,84	1,0021	0,01888	0,0029	46,51%
13/01/15	28800	28,9	1,0205	13,93	0,00	13,93	1,0019	0,0186	0,0021	45,76%
13/01/15	57600	28,9	1,0195	14,10	0,00	14,10	1,0019	0,01758	0,0015	43,30%
14/01/15	86400	28,5	1,0190	14,19	0,00	14,19	1,0020	0,0170	0,0012	41,87%

FONTE: O autor

Figura 113 - Relatório do ensaio dos limites de Atterberg do solo residual de granito.



FONTE: O autor

Figura 114 - Relatório do ensaio de classificação MCT expedito do solo residual de granito.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA (UFSC) DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (ECV) LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS						
Classificação MCT expedito						
Solo: Residual de Granito Amostra: Passante na peneira #10 Laboratorista: Luana Lenzi Pecapedra						
Local : SC-401 Interessado: Dissertação						
Prof. (m): Responsável: Luana Lenzi Pecapedra Data: 13/01/15						
Dados do Ensaio						
Ponto	1	2	3	5	6	7
Anel	08 III	13 II	19 III	06 III	02 I	
L inicial (mm)	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
L final (mm)	18,15	18,03	17,93	17,97	18,25	
Contração (mm)	1,85	1,98	2,07	2,03	1,75	
Penetração (mm)	2,30	2,00	2,20	2,30	2,30	
Inchou?	Não	Não	Não	Não	Não	
Classificação	NG'	NG'	NG'	NG'	NG'	
OBS.:	Fraturou ao secar	Fraturou ao secar			Fraturou ao secar	
Parâmetros de resistência a ruptura e da interação esfera/água						
Esfera	1			2		
Resistência a ruptura	Não foi possível quebrar			-		
Interação esfera/água	-			A esfera rompeu-se em blocos		
						

FONTE: O autor

APÊNDICE B

O Apêndice B apresenta os dados experimentais das medidas de sucção realizadas com o método do papel filtro para os solos residuais de diabásio e granito moldados em três diferentes condições iniciais. As condições de moldagem para cada solo estudado estão apresentadas na Tabela 20. Os dados experimentais para determinação da curva de retenção do solo residual de diabásio, moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido da curva de compactação, estão apresentados nas Tabelas 23 e 24, bem como os dados do solo residual de granito, moldado no ramo seco, na umidade ótima e no ramo úmido da curva de compactação, estão apresentados nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 20 - Condição de moldagem dos corpos de prova para determinação das curvas de retenção de água dos solos residuais de diabásio e de granito

Solo	Corpo de prova	Densidade [cm ³]	Teor de umidade [%]	Grau de saturação [%]
Residual de diabásio	Ramo seco	1,46	23,4	69,0
	Umidade ótima	1,47	28,4	86,0
	Ramo úmido	1,44	31,3	90,2
Residual de granito	Ramo seco	1,63	18,7	77,8
	Umidade ótima	1,67	21,5	93,3
	Ramo úmido	1,60	24,2	93,2

FONTE: O autor.

Tabela 21 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de diabásio moldado no ramo seco e na umidade ótima

Condição de moldagem	ψ	V	S	w	θ	e
[%]	[kPa]	[cm ³]	[%]	[%]	[%]	
Ramo seco	27	59,80	86	35	46	1,15
	46	59,77	83	33	44	1,15
	73	58,94	81	31	43	1,12
	387	58,07	78	29	41	1,09
	648	58,03	74	28	39	1,09
	1214	57,70	70	26	36	1,07
	1915	57,18	67	24	34	1,06
	1814	56,46	64	23	32	1,03
	2388	55,91	58	20	29	1,01
	3647	55,13	52	18	26	0,98
	6719	54,69	44	15	22	0,97
	11511	54,43	36	12	18	0,96
	16283	54,29	31	10	15	0,95
	24055	53,88	25	8	12	0,94
	27523	53,86	20	6	10	0,94
	31846	53,88	13	4	6	0,94
	43674	53,74	8	3	4	0,93
Umidade ótima	48	58,27	87	32	45	1,06
	89	57,49	86	31	44	1,03
	472	56,87	84	29	42	1,01
	1103	56,30	80	27	40	0,99
	1385	55,89	77	26	38	0,97
	1984	55,48	73	24	36	0,96
	2097	55,06	69	23	34	0,95
	2314	54,81	65	21	31	0,94
	3002	54,57	59	19	28	0,93
	5198	54,00	51	16	24	0,91
	9356	53,86	42	13	20	0,90
	16152	53,56	35	11	16	0,89
	20799	53,46	30	9	14	0,89
	24276	53,24	25	8	12	0,88
	26570	53,12	22	7	10	0,88
	33344	53,08	14	4	7	0,88
	42238	53,02	9	3	4	0,87

FONTE: O autor.

Tabela 22 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido

Condição de moldagem [%]	ψ [kPa]	V [cm ³]	S [%]	w [%]	θ [%]	e
Ramo úmido	43	57,64	90	34	47	1,09
	83	56,71	90	33	46	1,05
	390	56,17	87	31	44	1,03
	1050	55,28	84	29	42	1,00
	1356	55,11	81	28	40	0,99
	1654	54,49	78	26	38	0,97
	2070	54,09	74	25	36	0,96
	2130	53,95	69	23	34	0,95
	2945	53,57	63	21	30	0,94
	4735	53,11	55	18	26	0,92
	7759	52,66	47	15	22	0,91
	13111	52,43	39	12	18	0,90
	18426	52,34	34	10	16	0,89
	23205	52,21	28	9	13	0,89
	27609	51,99	24	7	11	0,88
	30911	52,21	16	5	8	0,89
	39655	52,28	12	4	6	0,89

FONTE: O autor.

Tabela 23 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de granito moldado no ramo seco e na umidade ótima

Condição de moldagem [%]	ψ [kPa]	V [cm ³]	S [%]	w [%]	θ [%]	e
Ramo seco	9	57,13	86	24	37	0,76
	23	56,95	83	23	36	0,76
	233	56,52	79	22	33	0,74
	1357	55,10	77	20	32	0,70
	1828	54,54	74	19	30	0,68
	3315	53,46	72	17	28	0,65
	3855	52,94	67	16	26	0,63
	5057	52,54	62	14	24	0,62
	6501	52,55	54	12	21	0,62
	7732	52,39	44	10	17	0,61
	9980	52,38	32	7	12	0,61
	14558	52,38	22	5	9	0,61
	17168	52,46	17	4	6	0,62
	22446	52,52	12	3	5	0,62
	26862	52,46	9	2	3	0,62
	32525	52,26	6	1	2	0,61
	30086	52,54	7	2	3	0,62
Umidade ótima	28	56,11	94	23	37	0,67
	289	55,07	94	22	36	0,63
	1643	54,00	92	21	35	0,60
	2355	52,93	89	19	32	0,57
	3154	52,74	85	18	31	0,57
	3912	51,65	82	16	29	0,53
	4922	51,86	74	15	26	0,54
	5740	51,52	69	13	24	0,53
	6632	51,31	60	12	21	0,52
	9015	51,31	45	9	16	0,52
	11155	51,44	33	6	11	0,53
	14924	51,44	24	5	8	0,53
	18110	51,53	18	4	6	0,53
	21673	51,50	14	3	5	0,53
	26479	51,52	10	2	4	0,53
	31115	51,71	7	1	2	0,53
	29469	51,46	7	1	3	0,53

FONTE: O autor.

Tabela 24 - Dados experimentais das medidas de sucção do solo residual de granito moldado no ramo úmido

Condição de moldagem [%]	ψ [kPa]	V [cm ³]	S [%]	w [%]	θ [%]	e
Ramo úmido	15	55,53	95	26	40	0,73
	73	55,25	92	25	39	0,72
	1296	54,22	91	23	37	0,69
	1934	52,66	90	21	35	0,64
	2359	51,98	88	20	33	0,62
	3114	51,26	84	18	31	0,59
	3725	50,87	78	17	29	0,58
	5055	50,53	73	15	27	0,57
	6015	50,45	63	13	23	0,57
	7324	50,28	52	11	19	0,56
	9224	50,37	40	8	14	0,57
	13547	50,54	28	6	10	0,57
	16245	50,38	22	5	8	0,57
	21283	50,50	16	3	6	0,57
	26731	50,38	12	3	4	0,57
	32027	50,48	9	2	3	0,57
	29844	50,48	9	2	3	0,57

FONTE: O autor.

APÊNDICE C

O Apêndice C apresenta os relatórios dos ensaios de cisalhamento direto realizados para os solos residuais de granito e diabásio estudados. As Figuras 115 a 117 são referentes ao solo residual de diabásio, enquanto as Figuras 118 a 120 são referentes ao solo residual de granito.

Figura 115 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado no ramo seco.

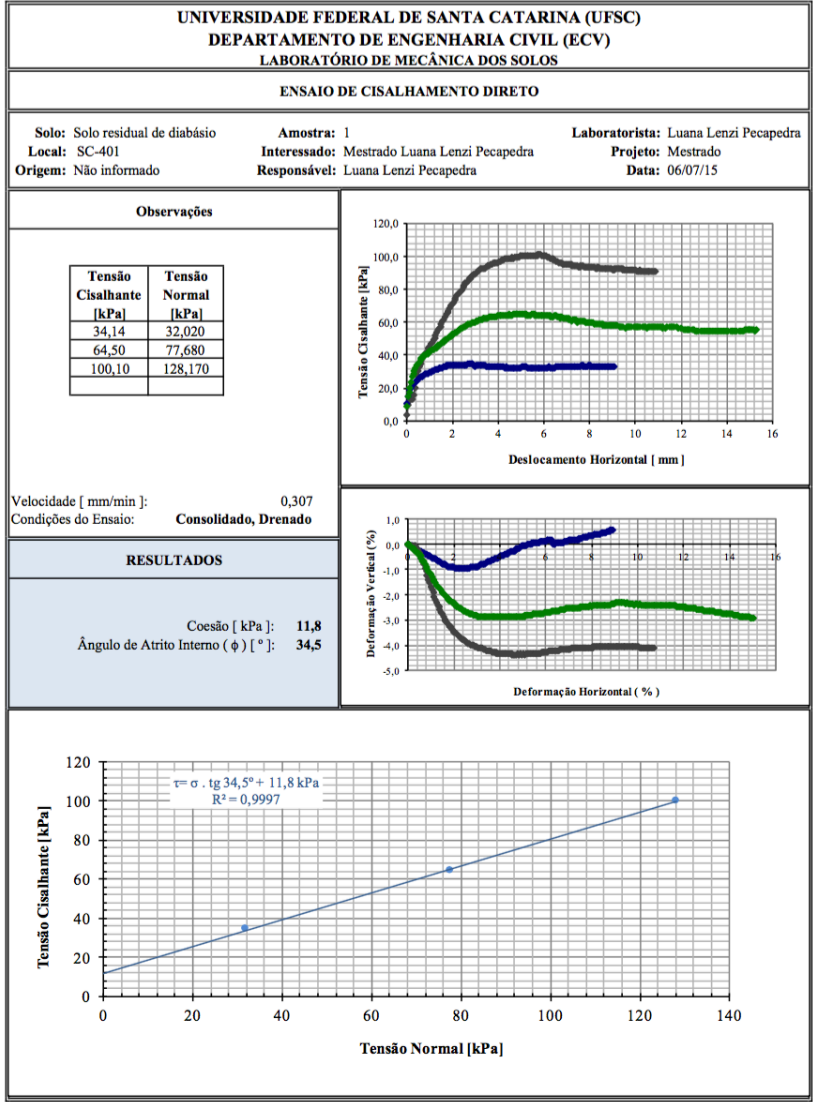


Figura 116 – Relatório de ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado na umidade ótima.

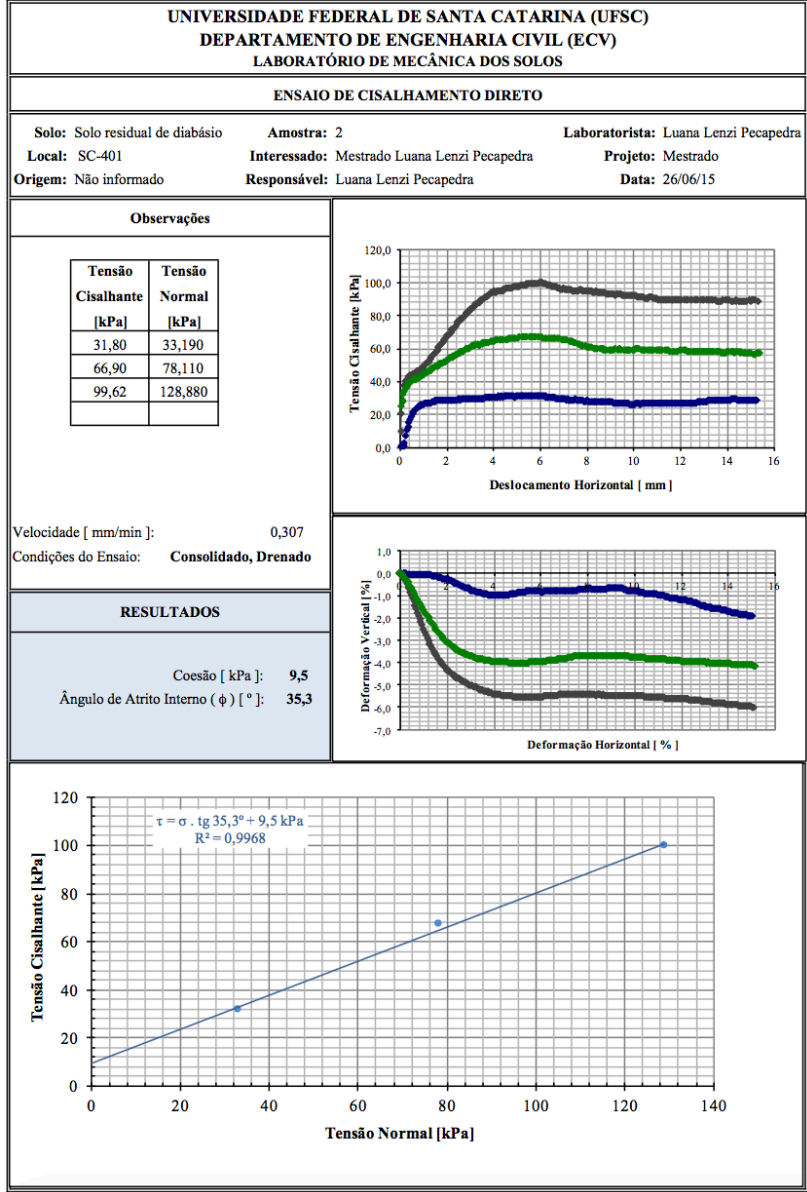


Figura 117 - Relatório de ensaio de cisalhamento direto do solo residual de diabásio moldado no ramo úmido.

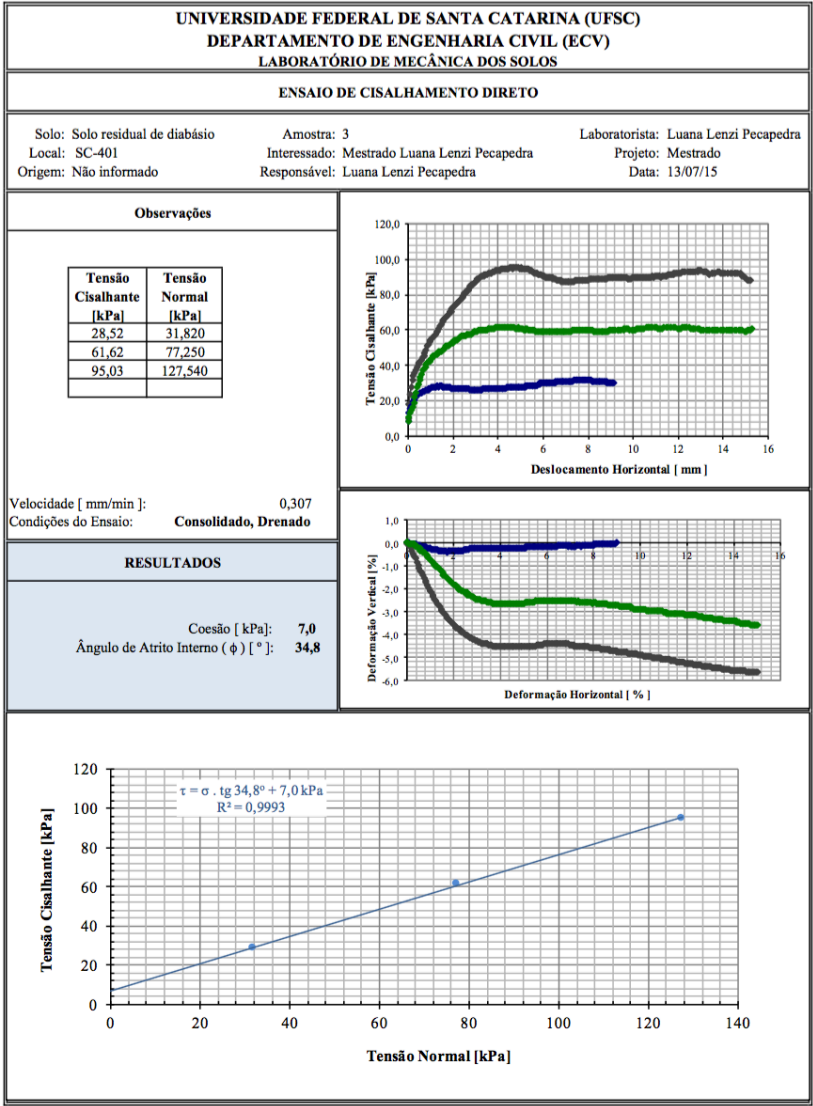


Figura 118 – Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado no ramo seco.

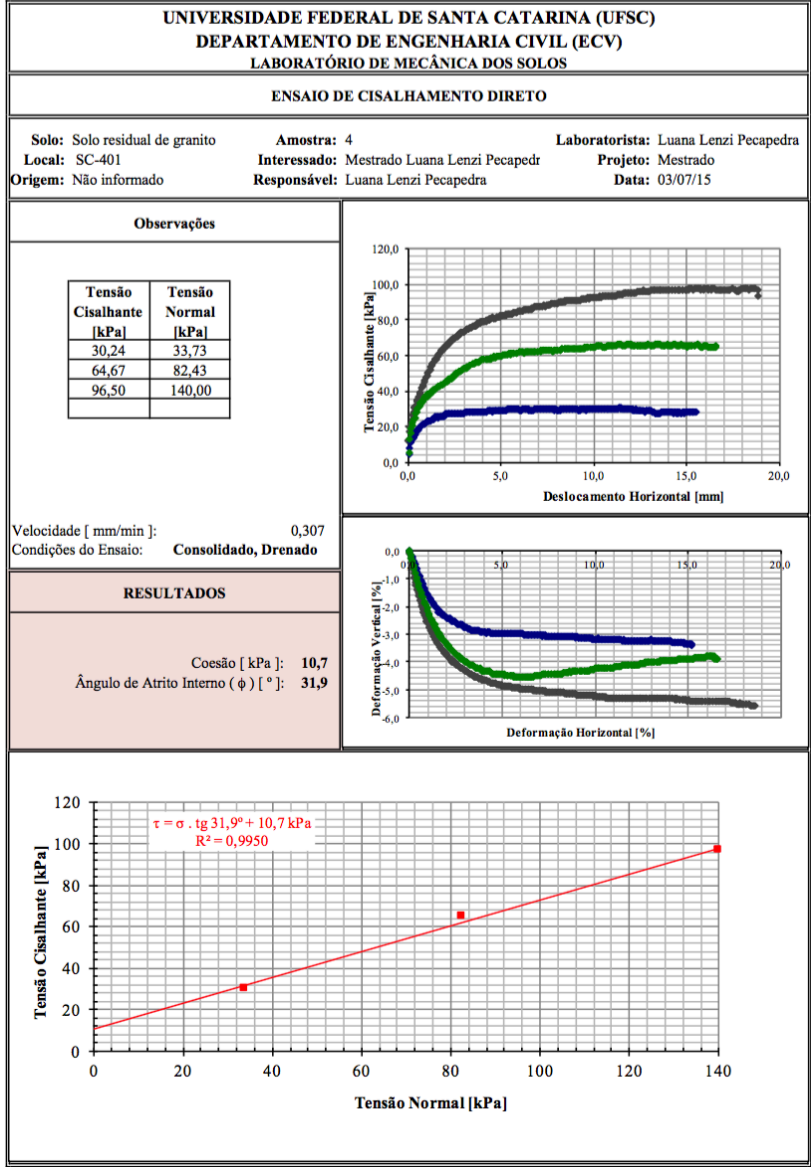
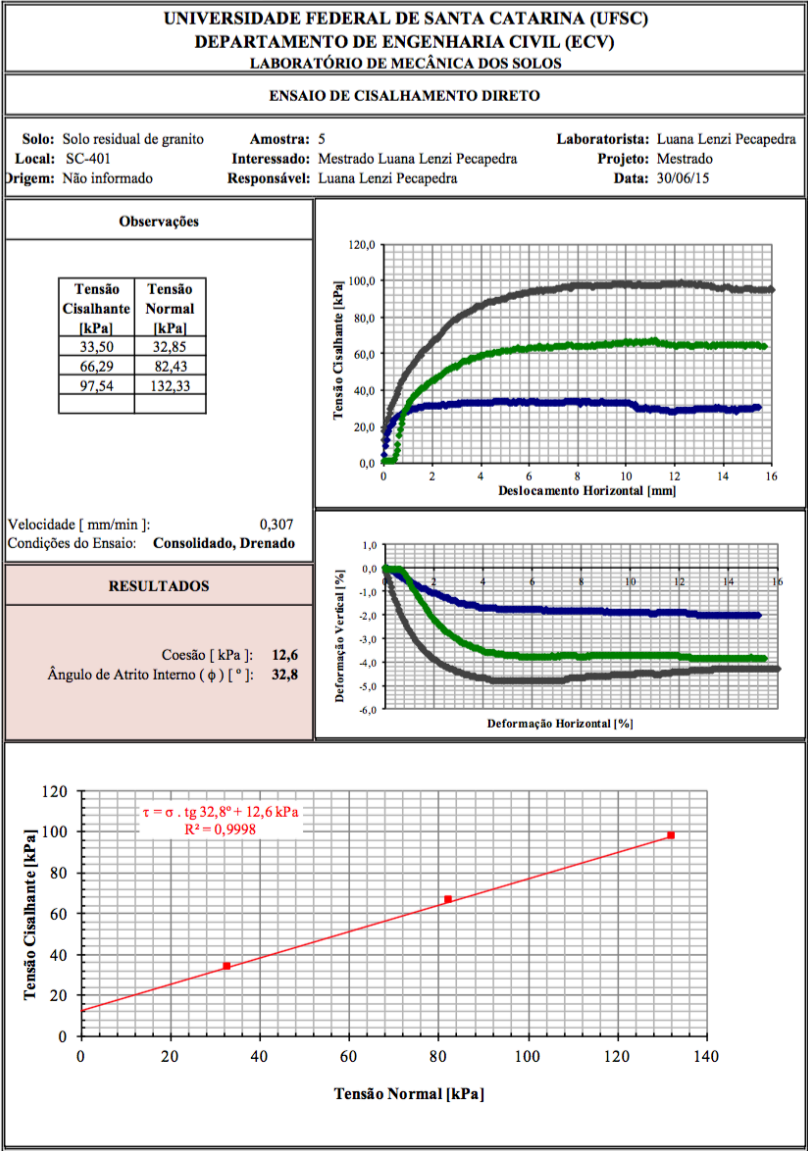
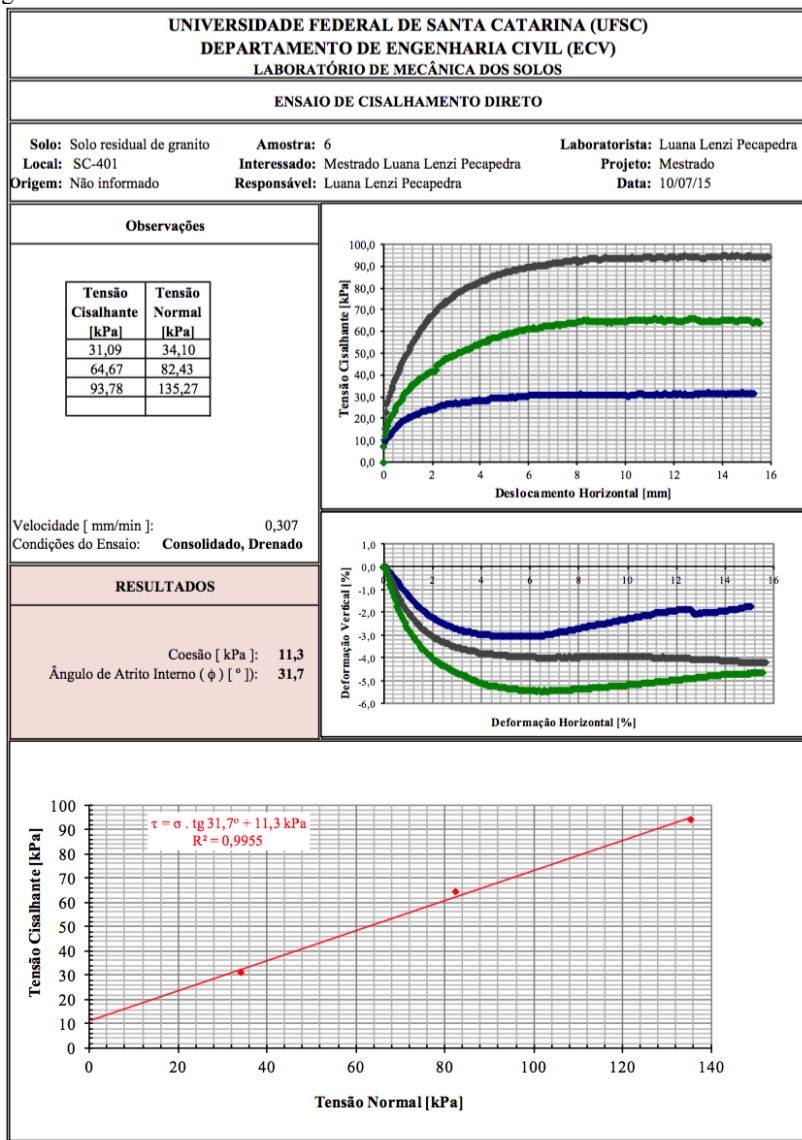


Figura 119 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado na umidade ótima.



FONTE: O autor.

Figura 120 - Relatório do ensaio de cisalhamento direto do solo residual de granito moldado no ramo úmido.



FONTE: O autor.